

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA CIVIL**



**PLAN DE DISERTACIÓN DE GRADO**

**PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE TANQUES Y TUBERÍAS  
ENTERRADAS BAJO CARGAS SÍSMICAS**

**AUTOR**

**HILDER WILLIAM SUAREZ GUERRERO**

**QUITO, 2014**

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a Dios por ser mi guía.

A mis padres Hilder Suárez y Martha Guerrero que gracias a su apoyo hoy me encuentro culminando mi carrera.

A mis hermanas Paulina y Lorena por todos sus consejos y ayudas que eh recibido de ellas a lo largo de mi vida.

A mis dos pequeños sobrinos Isabela y Sebastián, que a su corta edad han sido parte importante en la realización de este trabajo.

A mis amigos y colegas que los eh ido descubriendo a lo largo del camino.

¡Gracias a todos!

# INDICE

<b>1</b>	<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2</b>	<b>OBJETIVOS.....</b>	<b>2</b>
1.2.1	Objetivo General .....	2
1.2.2	Objetivos Específicos .....	2
<b>2</b>	<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>3</b>
<b>2.1</b>	<b>RIESGO SÍSMICO EN EL ECUADOR.....</b>	<b>3</b>
2.1.1	Sismo.....	3
2.1.2	Tipos de Ondas Sísmicas .....	4
2.1.3	Caracterización de la Sismicidad del Ecuador Durante el Año 2013 .....	9
<b>2.2</b>	<b>TANQUES DE ALMACENAMIENTO .....</b>	<b>11</b>
2.2.1	Clasificación de los Tanques.....	12
2.2.2	Averías en Tanques de Acero .....	15
2.2.3	Averías en Tanques de Hormigón .....	20
2.2.4	Mantenimiento de Tanques de Acero .....	22
2.2.5	Mantenimiento Tanques de Hormigón.....	24
<b>2.3</b>	<b>RIESGOS SÍSMICOS PARA TUBERÍAS ENTERRADAS .....</b>	<b>25</b>
2.3.1	Propagación de Onda Sísmica .....	25
2.3.2	Flotabilidad Atribuible A La Licuefacción .....	25
2.3.3	Cruce de Fallas .....	27
2.3.4	Desplazamientos Permanentes del Suelo.....	29
<b>2.4</b>	<b>DISEÑO SÍSMICO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y TUBERÍAS ENTERRADAS DE ACUERDO A LA NEC-SE-DS .....</b>	<b>31</b>
2.4.1	Tanques de Almacenamiento .....	31

2.4.2	Tuberías de Acero Enterradas.....	34
<b>2.5</b>	<b>DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN CONTENEDORAS DE LÍQUIDOS (ACI 350.3-06) Y COMENTARIOS (350.3R-06).....</b>	<b>34</b>
2.5.1	Modelo Dinámico.....	35
2.5.2	Cargas Sísmicas de Diseño .....	46
2.5.3	Distribución de Cargas Sísmicas .....	50
2.5.4	Borde Libre.....	56
<b>2.6</b>	<b>ANÁLISIS Y DISEÑO DE TANQUES RECTANGULARES DE HORMIGÓN.....</b>	<b>57</b>
2.6.1	Análisis de las Paredes y la Tapa de un Tanque Rectangular.....	57
2.6.2	Diseño de la Tapa del Tanque .....	63
2.6.3	Diseño de las Paredes del Tanque .....	66
<b>2.7</b>	<b>ANÁLISIS Y DISEÑO DE TANQUES CIRCULARES DE HORMIGÓN ARMADO.....</b>	<b>68</b>
2.7.1	Análisis de las Paredes y la Tapa del Tanque .....	68
2.7.2	Diseño de la Tapa del Tanque .....	76
2.7.3	Diseño de las Paredes del Tanque .....	77
<b>2.8</b>	<b>DISEÑO SÍSMICO DE TANQUES DE ACERO BAJO LA NORMA API 650 .....</b>	<b>79</b>
2.8.1	Parámetros de Aceleración del Suelo .....	79
2.8.2	Cargas de Diseño.....	84
2.8.3	Resistencia a las Cargas de Diseño.....	90
<b>2.9</b>	<b>DISEÑO DE TANQUES CIRCULARES DE ACERO .....</b>	<b>97</b>
2.9.1	Diseño del Fondo del Tanque .....	97
2.9.2	Diseño de las Paredes del Tanque .....	99
2.9.3	Diseño del Techo del Tanque.....	101
<b>2.10</b>	<b>CIMENTACIONES PARA TANQUES DE ALMACENAMIENTO .....</b>	<b>101</b>
2.10.1	Tanques de Almacenamiento Sobre una Base Granular .....	102
2.10.2	Anillo de Cimentación.....	104

2.10.3	Losa de Cimentación.....	115
2.10.4	Losa de Cimentación Rígida con Pilotes .....	133
<b>2.11</b>	<b>ESTABILIDAD DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO.....</b>	<b>135</b>
<b>2.12</b>	<b>DISEÑO SÍSMICO DE TUBERÍAS DE ACERO ENTERRADAS DE ACUERDO A LA AMERICAN LIFELINES ALLIANCE (ALA).....</b>	<b>136</b>
<b>3</b>	<b>CAPÍTULO III: DISEÑO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO.....</b>	<b>143</b>
<b>3.1</b>	<b>ANÁLISIS Y DISEÑO DE TANQUES DE ACERO.....</b>	<b>143</b>
3.1.1	Diseño del Tanque Circular de Acero.....	145
3.1.2	Diseño Sísmico .....	147
3.1.3	Diseño de la Cimentación del Tanque.....	155
<b>3.2</b>	<b>ANÁLISIS Y DISEÑO DE TANQUES DE HORMIGÓN.....</b>	<b>172</b>
3.2.1	Tanques Rectangulares de Hormigón .....	172
3.2.2	Tanques Circulares de Hormigón .....	213
<b>4</b>	<b>CAPÍTULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE TUBERÍAS ENTERRADAS .....</b>	<b>240</b>
<b>5</b>	<b>CAPÍTULO V: SOFTWARE POR MEDIO DE HOJAS ELECTRÓNICAS.....</b>	<b>243</b>
<b>5.1</b>	<b>MANUAL DE USO DE LAS HOJAS ELECTRÓNICAS .....</b>	<b>243</b>
<b>5.2</b>	<b>TANQUE CIRCULAR DE ACERO .....</b>	<b>247</b>
5.2.1	Diseño del Tanque .....	247
5.2.2	Diseño Sísmico del Tanque .....	249
5.2.3	Diseño de la Cimentación .....	256
<b>5.3</b>	<b>TANQUES DE HORMIGÓN.....</b>	<b>266</b>
5.3.1	Tanque Rectangular de Hormigón .....	266
5.3.2	Tanque Circular de Hormigón .....	291
<b>5.4</b>	<b>TUBERÍA DE ACERO ENTERRADA .....</b>	<b>310</b>

5.5	<b>Análisis de Resultados .....</b>	<b>312</b>
6	<b>CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>318</b>
6.1	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>318</b>
6.2	<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>320</b>
7	<b>BIBLIOGRAFÍA:.....</b>	<b>321</b>

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factor de importancia de tuberías.....	27
Tabla 2 Factor de importancia I para tanques.....	33
Tabla 3 Coeficiente de reducción de respuesta R para tanques.....	34
Tabla 4 Coeficiente de sitio Fa.....	45
Tabla 5 Coeficiente de sitio Fv.....	46
Tabla 6 Factor de importancia para tanques de hormigón.....	47
Tabla 7 Factor de reducción Ri y Rc.....	47
Tabla 8 Tabla de coeficientes para el cálculo de esfuerzos en placas rectangulares apoyadas.....	57
Tabla 9 Continuación tabla de coeficientes para el cálculo de esfuerzos en placas rectangulares apoyadas.....	58
Tabla 10 Momento en una losa circular sin soporte.....	70
Tabla 11 Espesor relativo de paredes cilíndricas.....	70
Tabla 12 Tensión debido a una carga triangular.....	71
Tabla 13 Tensión debido a una carga rectangular.....	71
Tabla 14 Tensión debido al momento de la tapa.....	72
Tabla 15 Momento en las paredes debido a una carga triangular.....	73
Tabla 16 Momento en las paredes debido a una carga rectangular.....	73
Tabla 17 Momento debido al momento producido por la tapa.....	74
Tabla 18 Corte en la base del tanque por cargas triangulares y rectangulares.....	75
Tabla 19 Factor de Importancia segun el uso del tanque.....	84
Tabla 20 Factor de respuesta.....	84
Tabla 21 Criterio del radio de anclaje.....	91
Tabla 22 Esfuerzo admisibles en las planchas de acero.....	95
Tabla 23 Espesores mínimos de la placa anular.....	99
Tabla 24 Espesores mínimos en la corza del tanque.....	100
Tabla 25 Coeficiente para calcular el momento negativo en losas de dos direcciones. .....	119
Tabla 26 Coeficiente para calcular el momento positivo por carga muerta en losas de dos direcciones.....	120
Tabla 27 Coeficiente para calcular el momento positivo por carga viva en losas de dos direcciones.....	121
Tabla 28 Coeficiente para calcular la cortante y reacciones en los apoyos en losas de dos direcciones.....	122
Tabla 29 Coeficiente $\beta$ para obtener la velocidad máxima del suelo.....	138
Tabla 30 Clasificación del suelo.....	139

Tabla 31 Cohesión en suelos arcillosos. ....	140
Tabla 32 Factor de fricción del material de la tubería. ....	140
Tabla 33 Parámetros de deformación de Ramberg-Osgood de acuerdo al tipo de acero .....	141
Tabla 34 Cálculo del espesor de la pared de un tanque circular de acero. ....	146
Tabla 35 Diseño sísmico de las paredes del tanque. ....	155
Tabla 36 Presión total en las paredes del tanque debido a un sismo en dirección X. ....	182
Tabla 37 Presión total en las paredes del tanque debido a un sismo en dirección Y. ....	183
Tabla 38 Acero de refuerzo en la tapa del tanque. ....	200
Tabla 39 Acero de refuerzo en la pared larga del tanque. ....	200
Tabla 40 Acero de refuerzo en la pared corta del tanque. ....	201
Tabla 41 Acero de refuerzo en la losa interna de la cimentación. ....	208
Tabla 42 Acero de refuerzo en el talón de la cimentación. ....	210
Tabla 43 Presiones sísmicas en las paredes del tanque circular. ....	222
Tabla 44 Momento en la parte superior de la pared. ....	226
Tabla 45 Tracción en las paredes del tanque circular. ....	226
Tabla 46 Acero de refuerzo debido a la tracción en las paredes del tanque. ....	227
Tabla 47 Momento flectante en la pared de un tanque circular. ....	229
Tabla 48 Acero de refuerzo debido a la flexión en las paredes de un tanque circular. .....	230
Tabla 49 Momento en la tapa del tanque circular. ....	231
Tabla 50 Acero de refuerzo en la tapa del tanque circular. ....	231
Tabla 51 Comparación entre la API 650, 2013 y la ACI 350.3-06 para obtener la masa impulsiva y convectiva. ....	312
Tabla 52 Comparación entre la API 650, 2013 y la ACI 350.3-06 para obtener los brazos de palanca de la masa impulsiva y convectiva. ....	313
Tabla 53 Comparación entre la API 650, 2013 y la ACI 350.3-06 para calcular los periodos naturales de vibración impulsivo y convectivo. ....	314
Tabla 54 Comparación entre la API 650, 2013 y la ACI 350.3-06 para calcular las aceleraciones impulsivas y convectivas. ....	315
Tabla 55 Comparación del análisis sísmico entre tanques. ....	316
Tabla 56 Continuación de la Tabla 55. ....	317



## INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Componentes de un sismo. ....	4
Figura 2 Ondas P.....	5
Figura 3 Ondas S.....	5
Figura 4 Ondas R. ....	6
Figura 5 Ondas L. ....	6
Figura 6 Subducción de la corteza terrestre.....	7
Figura 7 Mapa neo tectónico del centro norte del Ecuador con la ubicación de los sismos históricos. ....	8
Figura 8 Fallas geológicas de importancia del Ecuador. ....	9
Figura 9 Comparación del número de eventos registrados vs Número de eventos de magnitud igual o mayor a 4 grados desde el año 2000 al 2013. ....	10
Figura 10 Eventos corticales registrados en el 2013 y la energía liberada por fuente. ....	10
Figura 11 Liberación de energía y número de eventos en las fuentes corticales durante el año 2013.....	11
Figura 12 Corrosión en uniones soldadas.....	16
Figura 13 Averías en paredes de tanques calorifugados. ....	18
Figura 14 Corrosión externa de la chapa. ....	18
Figura 15 Averías en pantallas flotantes. ....	19
Figura 16 Corrosión exterior. ....	19
Figura 17 Fuerzas ejercidas sobre la tubería durante la licuefacción de un suelo.....	26
Figura 18 Falla normal.....	28
Figura 19 Falla lateral. ....	29
Figura 20 Tubería en la misma dirección del desplazamiento del suelo.....	30
Figura 21 Tubería en dirección ortogonal a la dirección del desplazamiento del suelo. .....	30
Figura 22 Tubería en dirección ortogonal a la dirección del desplazamiento del suelo. .....	31
Figura 23 Modelo dinámico de tanques contenedores de líquido, con soporte rígido sobre el nivel del suelo, adaptado de Housner. ....	36
Figura 24 Factores $W_i/W_L$ y $W_c/W_L$ vs la razón $L/HL$ para tanques rectangulares.....	38
Figura 25 Factores $h_i/HL$ y $h_c/HL$ vs la razón $D/HL$ para tanques circulares (EBP). ...	40
Figura 26 Factores $h'_i/HL$ y $h'_c/HL$ vs la razón $D/HL$ para tanques circulares (IBP). ..	41
Figura 27 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z .....	46

Figura 28 Distribución de presión hidrodinámica en las paredes del tanque rectangular.	51
Figura 29 Distribución de fuerzas laterales impulsiva, convectiva y de inercia por unidad de altura de tanques rectangulares.	51
Figura 30 Distribución de presiones hidrostáticas e hidrodinámicas y fuerzas de inercia en una pared de un tanque rectangular contenedora de líquido.	53
Figura 31 Membrana de corte transferida a la base del tanque circular.	54
Figura 32 Distribución de presión hidrodinámica en las paredes del tanque circular...	54
Figura 33 Distribución de fuerzas laterales impulsiva, convectiva y de inercia por unidad de altura de tanques circulares.	56
Figura 34 Distribución de presiones hidrodinámicas en dirección Y en las paredes del tanque rectangular.	59
Figura 35 Distribución de presiones hidrodinámicas en dirección X en las paredes del tanque rectangular.	59
Figura 36 Fuerzas aplicadas en la dirección del sismo.	60
Figura 37 Fuerzas aplicadas en la dirección perpendicular del sismo.	61
Figura 38 Distribución de las áreas cooperantes de una losa.	62
Figura 39 Distribución del acero de refuerzo positivo en la tapa del tanque rectangular de hormigón.	65
Figura 40 Distribución del acero de refuerzo negativo en la tapa del tanque rectangular de hormigón.	66
Figura 41 Distribución del acero de refuerzo positivo en las paredes del tanque rectangular de hormigón.	67
Figura 42 Distribución del acero de refuerzo negativo en las paredes del tanque rectangular de hormigón.	68
Figura 43 Esfuerzo de tracción en las paredes del tanque.	68
Figura 44 Doblado y armado de las varillas de la tapa del tanque circular.	77
Figura 45 Geometría del tanque circular de acero.	81
Figura 46 Coeficiente Impulsivo.	82
Figura 47 Masas impulsivas y convectivas con sus brazos de palanca.	84
Figura 48 Brazos de palanca de la pared del tanque y de los anillos.	86
Figura 49 Detalle del fondo del tanque de acero.	97
Figura 50 Anillo de goteo periférico.	98
Figura 51 Detalle de la placa anular.	98
Figura 52 Cimentación con material granular compactado.	103
Figura 53 Falla por asentamiento periférico.	103
Figura 54 Berma perimetral de grava.	104

Figura 55 Análisis estático del anillo de cimentación.....	105
Figura 56 Tensión en el anillo de cimentación debido al empuje de la sobrecarga y del relleno.....	108
Figura 57 Fuerzas en el muro de cimentación debido al levantamiento y compresión máxima.....	110
Figura 58 Fuerzas en el muro de cimentación debido a las cargas estáticas.....	110
Figura 59 Tensión en el anillo de cimentación debido al empuje de la sobrecarga y del relleno.....	114
Figura 60 Fuerzas estáticas que actúan en la cimentación en un tanque de hormigón. .....	116
Figura 61 Fuerzas estáticas que actúan en la cimentación en un tanque de acero...	116
Figura 62 Análisis de la losa de cimentación de un tanque rectangular. ....	117
Figura 63 Momentos negativos en losas de dos direcciones. ....	119
Figura 64 Momentos positivos por carga muerta en losas de dos direcciones.....	120
Figura 65 Momentos positivos por carga viva en losas de dos direcciones.....	121
Figura 66 Reacciones y cortantes en losas de dos direcciones. ....	122
Figura 67 Cargas actuantes en el pie del tanque. ....	125
Figura 68 Diagrama de cuerpo libre resultante de la losa de cimentación de un tanque circular de hormigón. ....	128
Figura 69 Diagrama de cuerpo libre resultante de la losa de cimentación de un tanque circular de acero. ....	131
Figura 70 Geometría de un tanque circular de acero. ....	143
Figura 71 Fondo de un tanque circular. ....	144
Figura 72 Espectro de respuesta elástico. ....	149
Figura 73 Pesos y brazos de palanca para el cálculo del corte basal y momento volcante. ....	150
Figura 74 Fuerzas actuantes y geometría del anillo de cimentación sin anclajes.....	157
Figura 75 Tensión debido a las fuerzas radiales en el anillo de cimentación sin anclajes. ....	158
Figura 76 Fuerzas actuantes en la estabilidad del tanque. ....	159
Figura 77 Fuerzas actuantes y geometría del anillo de cimentación con anclajes.....	160
Figura 78 Tensión debido a las fuerzas radiales en el anillo de cimentación con anclajes. ....	162
Figura 79 Fuerzas actuantes en la estabilidad del tanque. ....	163
Figura 80 Cargas aplicada a una losa de cimentación de un tanque circular de acero. .....	165

Figura 81 Diagrama de cuerpo libre reducido de la losa de cimentación de un tanque circular de acero. ....	166
Figura 82 Diagrama de corte de la losa de cimentación de un tanque circular.....	167
Figura 83 Diagrama de momento de la losa de cimentación de un tanque circular... ..	167
Figura 84 Estabilidad del tanque circular de acero.....	171
Figura 85 Dimensiones del tanque rectangular. ....	174
Figura 86 Modelo equivalente de Housner.....	176
Figura 87 Espectro de respuesta elástico. ....	179
Figura 88 Cargas combinadas y mayoradas aplicadas en la pared en la mitad importante del tanque rectangular. ....	184
Figura 89 Cargas combinadas y mayoradas aplicadas en la pared en la mitad de arrastre del tanque rectangular. ....	184
Figura 90 Cargas adoptadas para el análisis de las paredes del tanque (A la derecha las cargas en la mitad de arrastre, en la izquierda las cargas en la mitad importante). ....	185
Figura 91 Cargas aplicadas en las paredes del tanque durante un sismo en dirección paralela a la longitud del tanque. ....	185
Figura 92 Momentos en el tanque debido al sismo en dirección X.....	189
Figura 93 Momentos en el tanque debido al sismo en dirección Y.....	192
Figura 94 Momentos máximos en las paredes del tanque. ....	193
Figura 95 Cortes máximos debido al sismo en dirección X y en Y. ....	197
Figura 96 Losa de cimentación de un tanque rectangular.....	201
Figura 97 Cargas aplicadas a la cimentación.....	203
Figura 98 Cargas aplicadas a la losa interna rodeada de las paredes del tanque.....	204
Figura 99 Cargas aplicadas en el talón del tanque rectangular. ....	208
Figura 100 Fuerzas aplicadas a la losa cimentación con pilotes. ....	211
Figura 101 Estabilidad de un tanque rectangular. ....	212
Figura 102 Dimensiones del tanque circular. ....	215
Figura 103 Espectro de respuesta elástico. ....	219
Figura 104 Cargas combinadas y mayoradas aplicadas en la pared en la mitad importante del tanque circular.....	223
Figura 105 Cargas combinadas y mayoradas aplicadas en la pared en la mitad de arrastre del tanque circular. ....	224
Figura 106 Cargas adoptadas para el análisis de las paredes del tanque (A la derecha las cargas en la mitad de arrastre, en la izquierda las cargas en la mitad importante). ....	224

Figura 107 Tracción en las paredes del tanque, debido al momento por la tapa y a las presiones en las paredes.....	225
Figura 108 Cargas aplicada a una losa de cimentación de un tanque circular. ....	233
Figura 109 Diagrama de cuerpo libre reducido de la losa de cimentación.....	235
Figura 110 Diagrama de corte de la losa de cimentación.....	235
Figura 111 Diagrama de momento de la losa de cimentación.....	235
Figura 112 Fuerzas aplicadas a la losa cimentación con pilotes. ....	238
Figura 113 Ingreso de datos en una celda. ....	243
Figura 114 Ingreso de datos en una celda desplegable. ....	244
Figura 115 Ingreso de datos en una tabla.....	244
Figura 116 Resultados de acuerdo a especificaciones. ....	244
Figura 117 Resultados de acuerdo a especificaciones. ....	245
Figura 118 Resultado de acuerdo a las dimensiones.....	245
Figura 119 Error debido a las dimensiones.....	245
Figura 120 Error debido a la norma. ....	246

## RESUMEN

Los tanques de almacenamiento y tuberías de acero son esenciales para la supervivencia y desarrollo de una población, debido a que las tuberías transportan líquidos esenciales (agua, hidrocarburos, etc.) hacia tanques de almacenamiento o para su distribución a los usuarios finales, estos tienen que ser funcionales después de un evento sísmico y para ello son diseñados bajo cargas sísmicas.

En nuestro país no existen normativas para el diseño de tanques de almacenamiento y tuberías de acero frente a eventos sísmicos, por ende la misma Norma Ecuatoriana de Construcción NEC hace referencia en utilizar normativas extranjeras reconocidas para su diseño.

Considerando que la NEC no contiene procedimientos detallados para el diseño sísmico de tanques de hormigón y acero, se eligió la norma ACI 350.3-06 (Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary) para tanques de hormigón, la norma API 650-2013 (Welded Tanks for Oil Storage) para tanques de acero soldados y para tuberías de acero enterradas usamos la norma ALA (Guidelines for the design of buried steel pipe).

Este documento proporciona un procedimiento detallado y justificado de acuerdo a las normativas ya mencionadas para el análisis y diseño de tanques circulares o rectangulares de hormigón, tanques circulares de acero y tuberías de acero enterradas. Además presenta un diseño automatizado por medio de hojas electrónicas con el propósito de facilitar y agilizar los tiempos de diseño del ingeniero estructural.

Las hojas electrónicas presentan una ventaja de poder comparar los 3 tipos de tanques y poder seleccionar el tanque que mejor se acople a los requerimientos de desempeño y costo.

# 1 CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

## 1.1 INTRODUCCIÓN

Tras cuatro décadas desde que Ecuador se convirtió en un exportador neto de hidrocarburos, el petróleo continúa siendo una de las principales fuentes de ingresos para el Estado. El transporte de los hidrocarburos es una de las actividades clave de la industria petrolera, en el caso de Ecuador se conduce el crudo desde la Amazonía hasta el puerto petrolero de Balao, en Esmeraldas a través del oleoducto para su venta o exportación, y a las refinerías para procesar los derivados para el consumo interno nacional, por medio de poliductos. Las líneas de conducción se encuentran trazadas a lo largo y ancho del territorio nacional, atravesando la cordillera de los Andes, asentamientos poblacionales, áreas protegidas, afluentes de agua, etc., además están sometidas a fuerzas sísmicas, en el caso que una tubería de acero tuviese una rotura provocada por las fuerzas sísmicas causaría derrames en su entorno. Dentro de la historia sísmica de nuestro país se ha registrado el quinto mayor sismo a nivel mundial en Esmeraldas, con una magnitud de 8.8 en la escala de Richter en el año de 1906, Y en el año de 1987 se produjeron 2 sismos de magnitudes de 6.1 y 6.9, provocando la destrucción o rotura de cerca de 70 km del oleoducto, causando pérdidas económicas al Estado Ecuatoriano. Según este antecedente es importante tener un diseño estructural adecuado, para que no exista ningún tipo de fuga y provoque derrames en su entorno.

“Otro proceso en la actividad de los hidrocarburos es el almacenamiento de los mismos, hasta junio del 2013 la capacidad operativa de almacenamiento de petróleo en el Distrito Amazónico de EP Petroecuador alcanzaba 770 000 barriles, distribuida en diez estaciones de producción, en los campos petroleros. A esto se suma la capacidad de almacenamiento instalada de 2 000 000 barriles en la cabecera del SOTE, incluidos 500 000, adquiridos a petroleras privadas, en Lago Agrio, y 3 320 000 barriles, en el puerto petrolero de Balao. La capacidad total de almacenamiento de crudo instalada por EP Petroecuador es de 5 990 000 barriles y la de Ecuador, sumado el OCP, es de 10 940 000 barriles”.

El almacenamiento de los hidrocarburos se encuentra cerca o dentro de núcleos poblacionales, el ejemplo más cercano son las gasolineras, en donde una falla de algún tanque sería catastrófico, provocando derrames, incendios e incluso explosiones involucrando pérdidas humanas y económicas, como fue el caso de la explosión de la

gasolinera en el sector de Atahualpa ocurrido el 7 de Enero del 2014; la explosión fue por una falla humana. Ante el evento de un sismo no debería el tanque provocar derrame alguno, para evitar cualquier acontecimiento catastrófico.

Además de la industria de hidrocarburos, el sector más importante donde se usa tanques de almacenamiento y tuberías es en el agua potable. La distribución de agua hacia la población es vital, el agua cruda se la capta desde un afluyente acuífero generalmente ubicado a varios kilómetros de la población, se la conduce por medio de tuberías de diámetros considerables hasta una planta de tratamiento donde se potabiliza, posteriormente se almacena en grandes tanques y por último es distribuida a los usuarios.

La supervivencia de los asentamientos poblacionales se basa en la operatividad de las redes de agua potable, es por ello que las líneas vitales de agua cruda y los tanques de almacenamiento de agua potable sean operativos después de un evento sísmico.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 *Objetivo General***

Elaborar programas para el análisis y diseño bajo condiciones sísmicas de tanques de acero y hormigón y tuberías de acero enterradas.

### **1.2.2 *Objetivos Específicos***

- I. Estudiar normativa internacional (No existe normativa nacional para este tipo de estructuras).
- II. Analizar y diseñar tanques en acero y hormigón de techo fijo (Normas API y ACI).
- III. Analizar y diseñar tuberías en acero enterradas.
- IV. Elaboración de programas por medio de hojas electrónicas para automatizar el diseño de tanques en acero y hormigón y tuberías en acero enterradas.



## 2 CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1 RIESGO SÍSMICO EN EL ECUADOR

#### 2.1.1 *Sismo*

La capa terrestre en la que vivimos y nos desenvolvemos se denomina corteza, con un espesor variable aproximado de 25 km a 40 km bajo la superficie de los continentes, y con un espesor de 60 km a 70 km bajo las montañas y un espesor de 5 km bajo los océanos; con temperatura variable de tal manera que aumenta desde su superficie a medida que se aproxima al núcleo con una temperatura aproximada de 4000 °C. (GALLEGO y SARIA, 2006: 1)

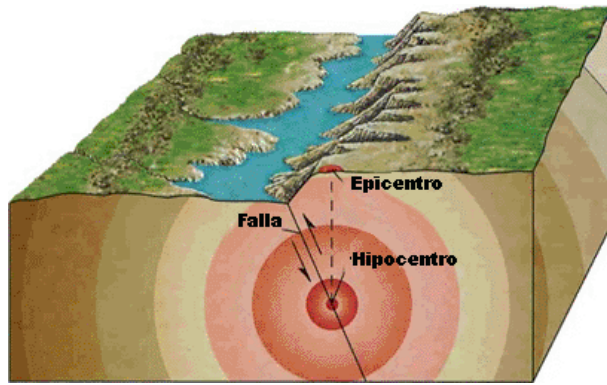
Las capas terrestres se dividen en núcleo interior y exterior, manto inferior, superior y corteza, por la actividad de cada una de estas capas se sabe que existe una mayor discontinuidad entre el manto superior y la corteza, a este factor se lo llama discontinuidad de Mohorivici; de esta manera se determina que la mayoría de sismos se ocasionan en la corteza. (GALLEGO y SARIA, 2006: 1)

Se puede considerar que la principal causa de los sismos es la fractura de las capas más exteriores que conforman las cortezas de la tierra, resultado de la acumulación de energía ocasionada por fenómenos geológicos que en el transcurso de los años ha formado grandes cadenas montañosas.

([http://alumno.ucol.mx/al028795/public\\_html/pag3.htm](http://alumno.ucol.mx/al028795/public_html/pag3.htm))

El hipocentro o foco es el punto en el interior en las capas terrestres donde se inicia el proceso de liberación de energía en la capas tectónicas, iniciando la ruptura de la falla a partir de este foco propagándolo hasta llegar al epicentro, el cual es el punto en la superficie terrestre situado directamente perpendicular por encima del hipocentro, donde se propaga horizontalmente, como nos indica la Figura 1.

(<http://www.rsn.ucr.ac.cr/index.php/faq/sismologia/2329-que-son-el-hipocentro-y-el-epicentro>)



**Figura 1** Componentes de un sismo.

(Fuente: <http://www.definicionabc.com/wp-content/uploads/epicentro.gif> )

### **2.1.2 Tipos de Ondas Sísmicas**

Las ondas sísmicas (conocidas también como ondas elásticas) son la propagación de perturbaciones temporales del campo de esfuerzos que generan pequeños movimientos en un medio. Las ondas sísmicas pueden ser generadas por movimientos telúricos naturales, los más grandes de los cuales pueden causar daños en zonas donde hay asentamientos urbanos.

#### **2.1.2.1 Ondas de Cuerpo**

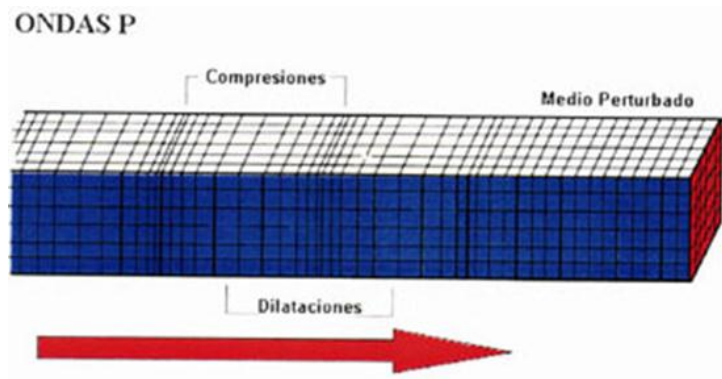
Estas ondas actúan con efecto de refracción muy parecido a la acción de las ondas de luz, recorriendo en las capas del interior de la tierra viajando a través de los diferentes tipos de densidades de estas capas y composición del interior de la Tierra. Estas ondas transmiten las vibraciones iniciales hacia la superficie terrestre, en la cual se siente los temblores con poco poder destructivo estructural. Se clasifican en las siguientes ondas:

(<http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>)

- **Ondas P**

Conocidas también como Ondas Primarias son ondas longitudinales, que trabajan en suelos alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la propagación. Su velocidad es aproximadamente 1.73 veces la de las ondas S.

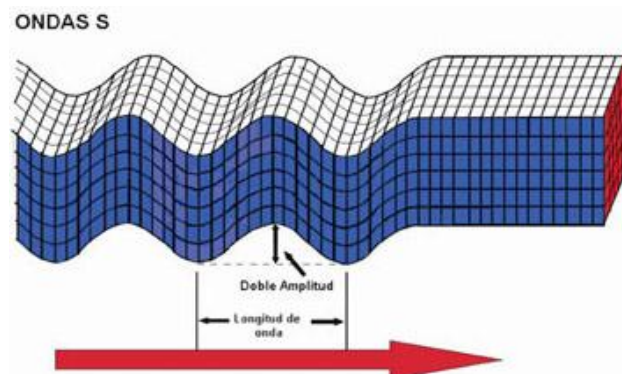
(<http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>)



**Figura 2 Ondas P.**  
<http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>

- **Ondas S**

Ondas conocidas también como Ondas Secundarias, determinando que el suelo es desplazado por ondas transversales. Las Ondas Secundarias se propagan únicamente en los sólidos, debido a que las soluciones líquidas no transmiten los efectos de corte. (<http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>)



**Figura 3 Ondas S.**  
(Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>)

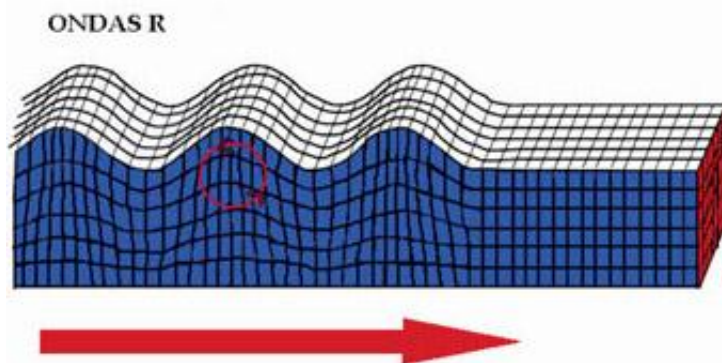
### 2.1.2.2 Ondas Superficiales

Estas ondas superficiales viajan sobre la superficie de la tierra desplazándose en menor velocidad que las Ondas de Cuerpo. Estas ondas crean resonancia en edificios de mayor altura debido a su baja frecuencia, por lo cual la mayoría de geólogos las consideran las ondas más destructivas, pudiendo dividirla en dos grupos: Ondas Rayleigh y Ondas Love. (<http://www.planetseed.com/es/relatedarticle/ondas-sismicas>)

- **Ondas de Rayleigh**

Estas ondas se conoce que poseen su mayor amplitud cuando se encuentran en la superficie libre; su desplazamiento hace que se mueva el terreno de arriba hacia

abajo, como de un lado a otro en dirección del desplazamiento de la onda.  
(<http://www.planetseed.com/es/relatedarticle/ondas-sismicas>).

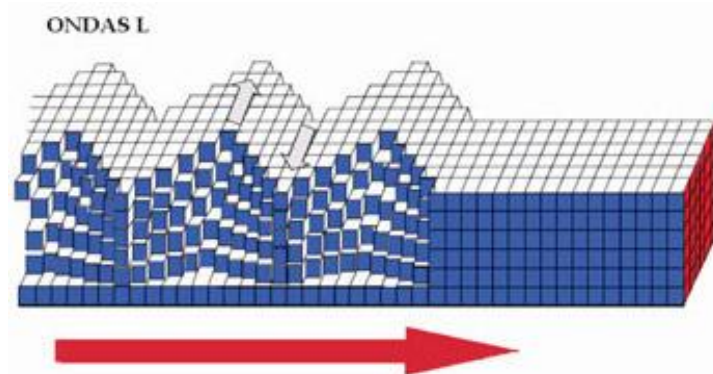


**Figura 4** Ondas R.

(Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>)

- **Ondas Love**

Las ondas Love se mueven con movimientos serpenteantes, sacudiendo el terreno de un lado a otro, a pesar de viajar lentamente son las ondas que afectan directamente a las estructuras. (<http://www.planetseed.com/es/relatedarticle/ondas-sismicas>)



**Figura 5** Ondas L.

(Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>)

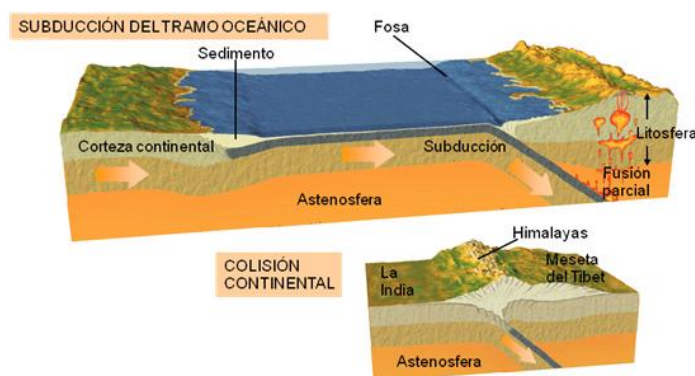
### 2.1.2.3 Subducción

Es el proceso que se conoce como el desplazamiento de una placa litosfera que se precipita debajo de otra placa de orden continental. Las placas poseen movimientos de separación o de aproximación unas a otras, esto es a causa de las corrientes convectivas generadas bajo las mismas.

(<https://www.uclm.es/profesorado/egcardenas/subduccion.htm>)

Los sismos que se ocasionan a poca profundidad de la corteza están directamente relacionados con el proceso de subducción. Los sismos de profundidad media se relacionan con la liberación de las tensiones acumuladas por fricción entre las placas. Los sismos profundos se atribuyen a un proceso de contracción debido a la rápida aparición de estructuras cristalinas compactas.

(<https://www.uclm.es/profesorado/egcardenas/subduccion.htm>)

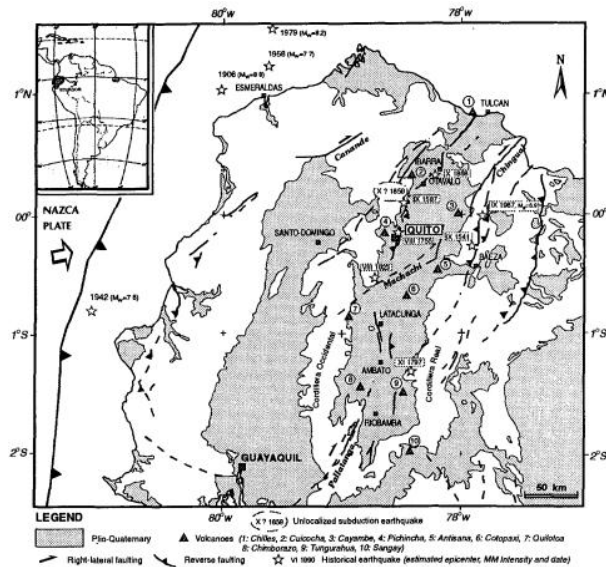


**Figura 6** Subducción de la corteza terrestre.

(Fuente: <http://docentes.educacion.navarra.es/metayosa/Img/subducci%C3%B3n.jpg>)

#### 2.1.2.4 Origen Sísmico en Ecuador

Ecuador se encuentra dentro de la falla tectónica de subducción de la placa de Nazca bajo la placa de Sudamérica, esta es la razón por lo que en Ecuador se produce un promedio de 2254.65 sismos anuales desde el año 2000 hasta el último informe sísmico anual que presenta el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional; pero toda esta sismicidad registrada no es alarmante debido a que la mayoría de sismos registrados han sido microsismos, es decir tienen una magnitud menor a 4.0 Mb (Mb, Magnitud de Coda). ([http://www.ifeanet.org/publicaciones/boletines/25\(3\)/359.pdf](http://www.ifeanet.org/publicaciones/boletines/25(3)/359.pdf))



**Figura 7** Mapa neotectónico del centro norte del Ecuador con la ubicación de los sismos históricos.

(Fuente: [http://www.ifeanet.org/publicaciones/boletines/25\(3\)/359.pdf](http://www.ifeanet.org/publicaciones/boletines/25(3)/359.pdf))

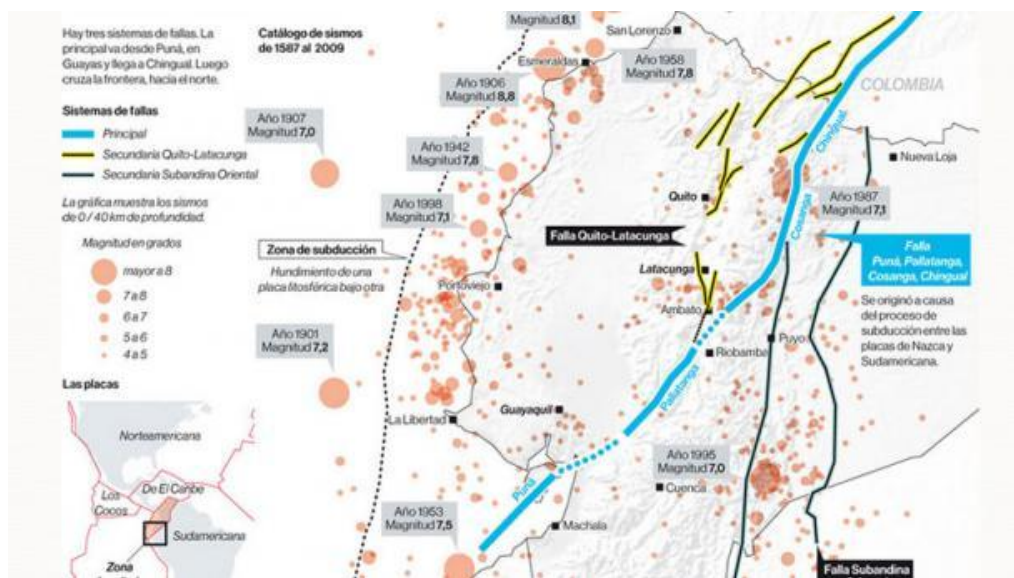
El proceso de subducción de la placa de Nazca genera una alta sismicidad en su recorrido, la placa de nazca se mueve hacia el este. Por este proceso la costa ecuatoriana tiene un hipocentro superficial y en la región oriental los eventos sísmicos asociados con la subducción pueden tener profundidades focales mayores a 200 km, la zona de subducción afecta aproximadamente entre 300 y 400 kilómetros a lo largo y ancho del continente sudamericano; por lo general los sismos superficiales son los que causan mayor daño. Por este motivo, se puede indicar que la costa ecuatoriana es la de mayor peligrosidad sísmica, seguida por la sierra y finalmente el oriente.

([http://www.ifeanet.org/publicaciones/boletines/25\(3\)/359.pdf](http://www.ifeanet.org/publicaciones/boletines/25(3)/359.pdf))

Ecuador se encuentra sobre 10 fallas geológicas que amenazan la estabilidad de ciudades como Quito, Loja, Cuenca, Latacunga, Ambato, Manta, Guaranda, Guayaquil y Riobamba siendo la falla de Quito una de las más importantes por ser una falla inversa, esto quiere decir que los bloques de la capa terrestres sobre la cual se encuentra Quito, uno de estos se coloca por encima de otra, en este caso el bloque de los valles en contra de la fuerza de gravedad ocasionada por fuerzas de compresión tectónica que ocasionan un empuje lateral al continente desde el occidente; revisando detalles sistemáticos y técnicos de este problema es la razón por la cual la ciudad de Quito a causa de sismos repetitivos en su historia ha ocasionado un levantamiento de 400 metros sobre el nivel del Valle Interandino. Se debe mencionar además dos fallas secundarias de gran importancia, como son la de Quito – Latacunga y en la región amazónica está la falla Sub-andina Oriental.



(<http://www.telegrafo.com.ec/regionales/regional-centro/item/ecuador-se-asienta-sobre-10-fallas-geologicas.html>)



**Figura 8** Fallas geológicas de importancia del Ecuador.

(Fuente: <http://www.elcomercio.com.ec/actualidad/ecuador-asentado-tres-sistemas-fallas-1.html>)

### 2.1.3 Caracterización de la Sismicidad del Ecuador Durante el Año 2013

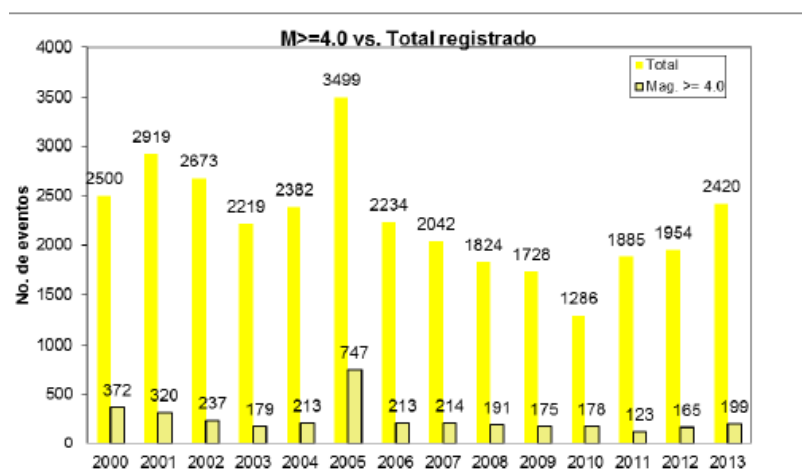
En el 2013, el Servicio Nacional de Sismología y Vulcanología (SENASV) del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, localizó un total de 2420 eventos sísmicos, en donde no se registraron sismos de magnitudes mayores, el único sismo que alcanzó una magnitud importante es el de 6.8 Mw (Mw, Magnitud Momento) localizado en territorio colombiano, cercano a la frontera con Ecuador.

(<http://www.igepn.edu.ec/informes-sismicos/anuales/231--50/file>)

El origen de estos eventos sísmicos tienen dos fuentes principales: debido al fallamiento cortical que afecta al Bloque Nor-andino y a la Placa Sudamericana y al procesos de subducción de la Placa Oceánica Nazca bajo el Bloque Nor-andino y la Placa Sudamericana. (<http://www.igepn.edu.ec/informes-sismicos/anuales/231--50/file>).

Los sismos corticales superan en número a los sismos de subducción, aunque no en cuanto a la liberación de energía, ya que la mayor parte de sismos que superan la magnitud 5.0 Mb corresponden a las fuentes de subducción.

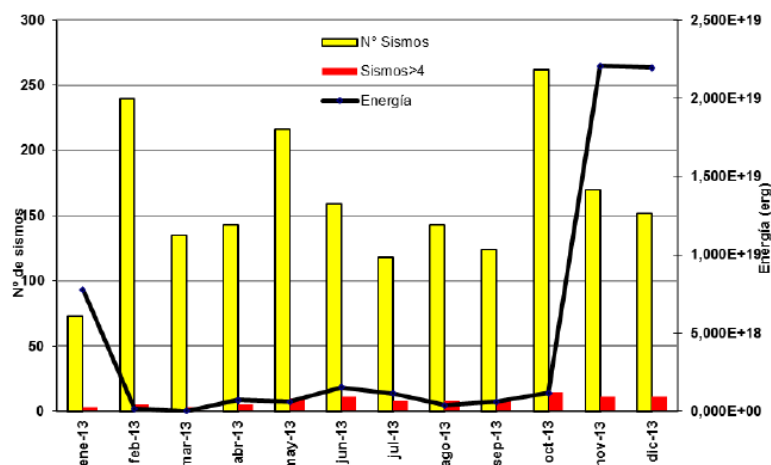
(<http://www.igepn.edu.ec/informes-sismicos/anuales/231--50/file>)



**Figura 9** Comparación del número de eventos registrados vs Número de eventos de magnitud igual o mayor a 4 grados desde el año 2000 al 2013.  
(Fuente: <http://www.igepn.edu.ec/informes-sismicos/anuales/231--50/file>)

### 2.1.3.1 Sismos Corticales

Son sismos a profundidades menores a 70 km. En el año 2013, la actividad sísmica en la corteza continental (fuentes corticales) muestra un promedio de 161.2 sismos por mes y los eventos sísmicos que superaron los 4 grados muestran un promedio de 8.2 eventos por mes. (<http://www.igepn.edu.ec/informes-sismicos/anuales/231--50/file>)

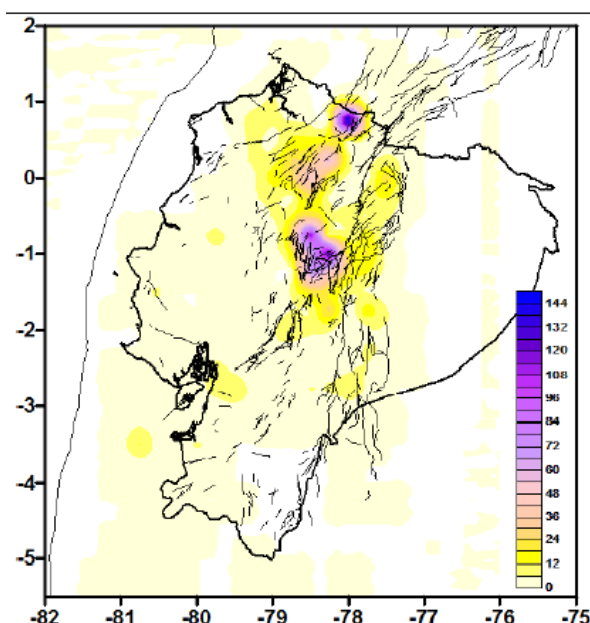


**Figura 10** Eventos corticales registrados en el 2013 y la energía liberada por fuente.  
(Fuente: <http://www.igepn.edu.ec/informes-sismicos/anuales/231--50/file>)

Al examinar la actividad sísmica registrada en cada uno de los fuertes corticales. La fuente Pallatanga – Pisayambo en la cual se ubicó el centro de fuerza Pisayambo, según su historial sísmico presenta la mayor cantidad de eventos telúricos (272 eventos), seguido por la fuente de Apuela – Huayrapungo (252 eventos). Al referirse a estas dos fuentes no como principales se puede dejar de lado las fuentes de El Angel – San



Gabriel, o fuente de Canandé – San Lorenzo, seguida por Cuenca – Amotape, Cucutu, Macas y Quito, con eventos menores a los 214 registrados. (<http://www.igepn.edu.ec/informes-sismicos/anuales/231--50/file>)



**Figura 11** Liberación de energía y número de eventos en las fuentes corticales durante el año 2013.

(Fuente: <http://www.igepn.edu.ec/informes-sismicos/anuales/231--50/file>)

### 2.1.3.2 Sismos de Subducción

En cuanto a la sismicidad asociada a la subducción, se registró un total de 485 eventos, 99 de los cuales poseen magnitudes superiores a los 4.0 grados y de estos 13 sobrepasan los 5.0 grados Mb. El promedio de número de sismos registrados por mes fueron de 40 eventos, de los cuales 8.25 sismos registrados tienen magnitudes mayores a 4.0 grados. En comparación las ciudades con mayor actividad sísmica son Puyo, Esmeraldas e Ibarra, el resto de ciudades presentan un registro menor a 30 sismos al año. (<http://www.igepn.edu.ec/informes-sismicos/anuales/231--50/file>)

## 2.2 TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Los tanques de almacenamiento son fabricados de varios materiales, generalmente diseñados en forma cilíndrica para el almacenaje de líquidos o gases a presión ambiente, por lo que algunas ocasiones se les dan el calificativo de Tanques de Almacenamiento Atmosférico, siendo ampliamente utilizados en las industrias de gases, del petróleo, y química, y principalmente su uso más notable es dado en las refinerías

por sus requerimientos para el proceso de almacenamiento, sea temporal o prolongado; de los productos y subproductos que se obtienen de sus actividades, adicionalmente para poder proveer de dotaciones temporales o a poblaciones determinadas. (Docsetools.com , 2015)

### **2.2.1 Clasificación de los Tanques**

Los tanques se deben clasificar tomando en cuenta el uso que se le va a dar, el tipo de líquido, la ubicación, y geometría más favorable que se adoptara. (Depósitos y tanques: Tipos, 2007)

#### **2.2.1.1 Clasificación Según su Geometría**

- **Tanques Cilíndricos**

Los tanques cilíndricos son los más convenientes ya que por su altura y volumen, se tiene un perímetro mínimo. Generalmente son tanques metálicos o de hormigón armado.

- **Tanques Rectangulares y Cuadrados**

Los tanques rectangulares en planta por el contrario, son adecuados para propósitos generales y son los más comunes, pueden tener modificaciones o consideraciones especiales en forma, poligonales en planta.

- **Tanques Esféricos**

Los tanques esféricos generalmente se construyen sobre la superficie, elevados en torres, la altura que pueda tener aumenta la carga hidrostática para facilitar la distribución del líquido.

#### **2.2.1.2 Clasificación Según su Ubicación**

- **Tanques Superficiales**

Los tanques superficiales resultan ser atmosféricos, de una o doble pared, de geometría cilíndrica tanto horizontal como vertical.

El uso se concentra en la volatilidad de los combustibles que contienen, rigiéndolo como una tabla estándar las características señaladas.

#### *2.2.1.3 Disposición de los Tanques*

- **Tanques Horizontales**

La fabricación y dimensionamiento de tanques horizontales se basará en lo indicado en el estándar UL 142 y UL 2085, así como en NFPA 30 y NFPA 30-A, además de UFC apéndice II-F, que establecen los límites máximos de temperatura expuesto a fuego por dos horas, así como los requerimientos de temperatura interna sometida a 204.44° C como punto máximo de ignición de la gasolina. (Helber & Muñoz, 2012)

- **Tanques Verticales**

La fabricación y dimensionamiento de tanques horizontales se basará en lo indicado en el estándar UL 142 y UL 2085, así como en NFPA 30 y NFPA 30-A, además de UFC apéndice II-F, que establecen los límites máximos de temperatura expuesto a fuego por dos horas, adicionando el estándar API 650 el cual recomienda la utilización de este tanque para altos volúmenes de ventas. Cuando se utilice la norma API 650 se aplicaran los estándares ASTM 283 y 285, y en el caso de UL-142 se usara el ASTM A-36. (Helber & Muñoz, 2012)

- **Tanques Enterrados o Subterráneos**

Todos los tanques enterrados para almacenamiento de combustibles cumplirán con el criterio de doble contención, utilizando paredes doble con un espacio anular (intersticial) para contener posible fugas del producto almacenado en el tanque primario.

El tanque generalmente cuenta con un dispositivo electrónico encargado de detectar las fugas, el mismo que se encuentra entre la pared del tanque primario y la pared del tanque secundario, obteniendo una alerta en el momento que el agua penetre por la pared secundaria o el producto llegue a fugar del contenedor primario.

- **Tanques Semienterrados**

Como otro tipo de tanques se tiene los semienterrados en los cuales una parte de la estructura se encuentra bajo la superficie y la otra sobre la superficie.

Este tipo de tanques se construyen generalmente debido a razones topográficas geotécnicas, debido a su localización o cuando el costo de la excavación es alto. Por otra parte el acceso a las instalaciones de tuberías es más fácil que los tanques totalmente enterrados. (SAGARPA, 2012)

#### *2.2.1.4 Clasificación Según los Materiales de Construcción*

- **Tanques de Mampostería**

Generalmente los tanques de mampostería tienen geometría rectangular debido a que los tanques circulares soportan la presión de agua a través de la tensión anular, este tipo de tanque no cuenta con refuerzos de acero para contrarresten dichas tensiones ocasionando agrietamientos en las juntas, pueden ser utilizados como fosas sépticas o para el almacenamiento de agua. (SAGARPA, 2012)

- **Tanques de Hormigón Armado**

Los tanques de hormigón armado pueden tomar cualquier geometría siendo capaces de resistir grandes presiones en los cuales el refuerzo de acero contrarresta las tensiones que se producen por el líquido o por el suelo, evitando de esta manera agrietamientos en las juntas.

(<http://www.constructorabuenosaires.com/tanques/construccion-de-tanques-de-hormigon-armado.html>)

- **Tanques de Plástico**

Son las estructuras más livianas que sirven para almacenar cualquier tipo de líquido, el plástico que es usado debe tener algunos recubrimientos de materiales como polietileno o fibras resistentes que ayuden a contrarrestar las presiones. Estos tanques son de fácil y rápida instalación, pueden tener varias formas. (Docsetools.com , 2015)

- **Tanques Metálicos**

Son estructuras livianas comparadas a los tanques de hormigón armado, estos tanques sirven para resistir grandes presiones debido a la gran resistencia de las planchas de acero estructural y las uniones soldadas que son usadas para su construcción. (CONAGUA, 2007)

### 2.2.1.5 Clasificación Según su Contenido y Uso

- **Contenido de Agua**

Los tanques de agua son la base primordial en el abastecimiento de agua potable, para poder regular desabastecimientos en ciertas horas del día. (Docsetools.com , 2015)

- **Contenido de Hidrocarburo o Líquidos Especiales**

Es un tanque muy común en las refinerías para poder transportar todo tipo de producto que sea derivado del refinado de petróleo. Utilizados también en la zona de almacenamiento de hidrocarburos en estaciones dispensadoras de combustible, generalmente estos sitios poseen tanques enterrados para fácil descargue de los tanqueros.

([http://materias.fi.uba.ar/6756/Tanques de almacenamiento de hidrocarburos 1C\\_07.pdf](http://materias.fi.uba.ar/6756/Tanques_de_almacenamiento_de_hidrocarburos_1C_07.pdf))

- **Contenido de Aguas Residuales**

Los tanques son utilizados para el tratamiento de aguas residuales como: tanques de regulación, tanques de sumergencia, tanques unidireccionales, espesadores de lodos, torres de oscilación, etc. estos pueden ser de concreto colado, vaciado o colocado en el sitio; pretensados o de acero.

También se pueden utilizar como fosas sépticas en el caso de no contar con un sistema de captación de aguas residuales.

### 2.2.2 Averías en Tanques de Acero

Todas las averías pueden afectar al despeño óptimo del tanque, pero se puede determinar que los principales tipos de avería se resumen en la siguiente división.

([http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo\\_imagenes/grupo.cmd?path=1030494](http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo_imagenes/grupo.cmd?path=1030494))

Por lo visto mediante una serie de factores se puede determinar que las principales alteraciones en las condiciones físicas que originan averías son:

- Asentamiento.
- Corrosiones internas por decantación de agua en el fondo.

- Corrosión interna por producto almacenado.
- Sobretensiones en los materiales.
- Basamento del tanque
- Fondo del tanque
- Paredes del tanque
- Techo fijo el tanque
- Techo o planta flotante
- Accesorios del tanque

Mediante esta introducción podemos realizar un breve estudio de las averías en los tanques de la siguiente manera.

#### 2.2.2.1 Averías en el Fondo del Tanque

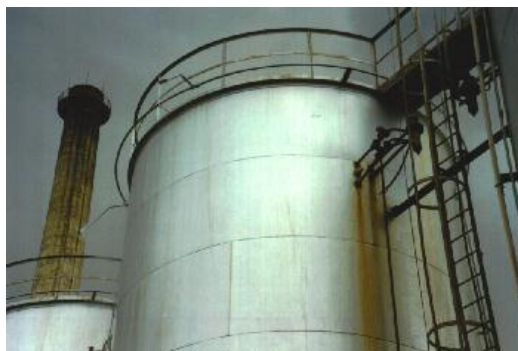
- **Corrosión interior en el fondo del tanque**

- Pitting Generalizado

Se denomina así debido a la presencia de agua decantada en el fondo del tanque, cuando la corrosión en el fondo del tanque es profunda, esta llega a ser severa y con el paso del tiempo puede ocasionar una disminución considerable en el espesor del fondo del tanque.

- Corrosión en uniones de soldaduras

La corrosión que afecta a las soldaduras en las uniones, producen a futuro grietas que permiten que el flujo se fugue, esto se debe a la falta de mantenimiento.



**Figura 12** Corrosión en uniones soldadas.

(Fuente: [http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo\\_i\\_magenes/grupo.cmd?path=1030494](http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo_i_magenes/grupo.cmd?path=1030494))

- Perforaciones Pasantes

Son corrosiones localizadas en ciertas áreas las cuales se convierten en perforaciones pasantes, provocando de esta manera fugas del producto contenido en el tanque. Estos agujeros por lo general se originan en los puntos de apoyo, ubicados en las patas de los techos y pantallas flotantes.

- Corrosión exterior del fondo

La presencia de la corrosión se debe al contacto del agua con las soldaduras y a la acidez de suelo, se debe tener en cuenta que puede ser una corrosión muy grave de corregir debido a que no se la puede observar. Una solución es implementar un sistema de protección catódica.

#### *2.2.2.2 Averías en Paredes Internas de Tanques*

- **Averías en la virola inferior**

Originada por la presencia de agua en decantación en el fondo del tanque, donde la corrosión es muy intensa en la parte inferior de la primera virola del tanque.

- **Averías en la virola intermedia**

Se produce debido a la oxidación ocasionada por condensación del agua ambiental y arrastre de óxido a lo largo de la oscilación del líquido del tanque.

#### *2.2.2.3 Averías en Paredes Externas de Tanques*

- **Averías en la virola inferior**

Se produce por la corrosión localizada que provoca pérdidas de espesor, ocasionada por una acumulación de agua, tierra y arena que generalmente cubre hasta unos 20 cm. por encima de la unión fondo envolvente.

- **Averías en la virola intermedia**

No son muy comunes debido a que se pintan los tanques lo cual ayuda a que no exista esa corrosión.

- **Averías en paredes de Tanques Calorifugados**

Se produce corrosión a causa de la impregnación de agua de la manta aislante, esta impregnación posee su origen en la penetración por el agua lluvia que por capilaridad se impregna en la superficie del tanque.



**Figura 13** Averías en paredes de tanques calorifugados.  
(Fuente: [http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo\\_imagenes/grupo.cmd?path=1030494](http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo_imagenes/grupo.cmd?path=1030494))

#### 2.2.2.4 Averías en Techos Fijos

- **Asentamientos Parciales del Techo**

Se debe a la sobre carga del techo o sobre tensiones estructurales y depresiones internas en el tanque.

- **Corrosión externa de la chapa**

Esto puede presentarse en forma localizada, afectando de tal manera que a futuro puede producirse una perforación en la chapa o bien en forma de pitting localizado.



**Figura 14** Corrosión externa de la chapa.  
(Fuente: [http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo\\_imagenes/grupo.cmd?path=1030494](http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo_imagenes/grupo.cmd?path=1030494))

#### 2.2.2.5 Averías en Pantallas Flotantes

Puede hundirse la pantalla flotante debido a la perforación del velo o errores por lo general involuntarios en la operación de llenar o sobrellenar el tanque produciendo que



se choque la pantalla con la estructura portante del techo sin funcionar. Además puede deteriorarse el cierre ocasionando pérdidas por evaporación.



**Figura 15** Averías en pantallas flotantes.

(Fuente: [http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo\\_imagenes/grupo.cmd?path=1030494](http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo_imagenes/grupo.cmd?path=1030494))

#### 2.2.2.6 Averías en Accesorios

- **Corrosión Exterior**

Se considera que todos los accesorios como escaleras, barandas, sistema de ventilación e incluso equipos adicionales se lleguen a corroer.



**Figura 16** Corrosión exterior.

(Fuente: [http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo\\_imagenes/grupo.cmd?path=1030494](http://www.mapfre.com/documentacion/publico/i18n/catalogo_imagenes/grupo.cmd?path=1030494))

#### 2.2.2.7 Averías en Equipos de Medida

Se puede ocasionar graves averías si no se llega a suministrar la información necesaria al área de operaciones.

### **2.2.3 Averías en Tanques de Hormigón**

En tanques de hormigón, todas las deficiencias presentadas son generalmente por origen mecánico o físico; por otro lado las de origen químico o electroquímico son las que aparecen en tiempos mayores, pero su poder dañino es mayor a causa de que los procesos químicos son en su mayoría irreversibles.

La patología del concreto puede presentarse por:

- Acción del suelo y del agua
- Circulación de fluidos en canales o tuberías de concreto
- Líquidos o materias secas acumulados y almacenados en reservorios o silos.
- La disolución de compuestos solubles tiende a propagarse en el interior del concreto, como se conoce la acción de las aguas ácidas, lo cual a futuro puede ocasionar el debilitamiento de la estructura.
- La expansión de los compuestos débilmente solubles que se forman en el interior del concreto y que ocasionan la formación de cristales. Los sulfatos son aquellos que dan formación a cristales expansivos como la etringita y la thaumasita. ([http://arq.clarin.com/construccion/Problemas-habituales-tanques-reserva\\_0\\_826717525.html](http://arq.clarin.com/construccion/Problemas-habituales-tanques-reserva_0_826717525.html))

#### **2.2.3.1 Factores Internos**

- **Reactividad del Cemento**

Gracias a los avances de la tecnología se puede saber que hoy en día no existen casos de deterioro del concreto a causa de la acción química del cemento.

Pero cabe mencionar que en la época de los 50 era necesario tomar en cuenta este tipo de patología presente en edificaciones en esas épocas a causa de la cal libre.

([http://www.asocem.org.pe/SCMRoot/bva/f\\_doc/concreto/agregados/MGC22\\_ataque\\_concreto.pdf](http://www.asocem.org.pe/SCMRoot/bva/f_doc/concreto/agregados/MGC22_ataque_concreto.pdf): 4)

La cal libre cuando excede en parámetros preestablecidos ocasiona expansiones en el concreto y deja de estar en su estado natural, a partir de entonces se procura que el porcentaje de cal libre en el cemento no exceda del 1%, lo cual ayuda a prevenir una reactividad del concreto.

Se debe acotar las circunstancias en las cuales la cal libre puede presentarse:

- Combinación incompleta de los constituyentes del crudo.
- Exceso de material grueso.
- Elevado dosaje de calcio en el crudo.
- Proceso de segregación en el horno.

- **Reacción Álcalis – Agregados**

Se origina debido a determinados agregados activos y los óxidos de sodio y potasio del cemento, iniciando la reacción química en la superficie del agregado con la pasta de los cementos ocasionando la formación de un gel que absorbe agua y empieza su proceso de dilatación ocasionando que se produzcan presiones internas.

- **Reacción Álcalis – Sílice**

Estas reacciones se presentan con mayor intensidad en climas cálidos por factores como humedad ambiente elevada; temperatura, en especial creciente de 20° a 40°C y fisuras de contracción plástica. (Referirse Tabla 4).

La solución presente en este tipo de patología se puede presentar con las siguientes recomendaciones:

- Utilizar agregados estables junto con cemento Portland común
- Utilizar agregados reactivos con cemento Portland con reducido porcentaje de álcalis.

- **Reacción Álcali – Carbonato**

Este proceso químico se presenta de preferencia cuando el concreto se somete a atmosfera húmeda. Se ha planteado que la expansión se debe a la transformación de la dolomita en calcita y brucita, llega al proceso expansivo, ocasionando que el gel genere una presión debido al crecimiento de los cristales.

- **Reacción Álcali – Silicato**

Se presenta conjuntamente con la reacción álcali – sílice, caracterizándose porque presenta en menor velocidad una forma de gel en pequeñas cantidades, debido a la presencia de ciertos filosilicatos.

### 2.2.3.2 Factores Externos

- **Ataques de Sulfato**

La forma más común de ataque químico al concreto es mediante la acción de los sulfatos, el más dañino y más popular en este desgaste es el ion sulfato, que se lo ubica sobre todo en aguas libres y subterráneas.

El contenido de ion sulfato de las aguas subterráneas es considerable en los terrenos arcillosos, constituyendo uno de los más importantes alimentos de los vegetales. Los sulfatos más abundantes en los suelos son: sulfatos de calcio, de magnesio, de sodio y calcio y de sodio, todos ellos de diferente solubilidad.

- **Acción del Agua de Mar**

La acción del agua de mar en el contacto con el concreto, y su deterioro del mismo se ve variable en función de factores como el clima, presencia de factores mecánicos como erosión y condiciones de marea e inmersión, adicionalmente a factores biológicos.

- **Acción por Ácido**

Los ácidos atacan a las sales básicas y además a las bases conformadas por la hidratación obtenida del cemento, ocasionando un deterioro debido a la formación de sales solubles y procesos que eliminan el hidróxido de sodio. Se considera que los parámetros que gobiernan el ataque son la fuerza álcali y su valor de Ph.

- **Defectos de Ejecución**

Un mal vibrado en las paredes del tanque provocaría mucha porosidad y que exista filtraciones en el hormigón, al punto que afectaría al acero de refuerzo provocando su oxidación.

### 2.2.4 Mantenimiento de Tanques de Acero

#### 2.2.4.1 Mantenimiento Preventivo

El mantenimiento preventivo del tanque tiene como fin evitar el deterioro del mismo, para preservar la integridad y su vida útil. (Gonzalez, 1991)

El principal enemigo es la corrosión por ello deben tomarse las siguientes medidas para evitar su formación.

- **Fondos de Tanques**

Se aplicará un recubrimiento que impida la corrosión en el interior del tanque debido al agua que pueda encontrarse en el mismo.

- **Paredes de Tanque**

El mantenimiento en el interior del tanque se centrará en la primera virola; de forma que se evite la corrosión por agua decantada. Para ello se aplicará un revestimiento protector.

Cuando se almacenan productos pesados, éstos ya actúan como protector anticorrosivo. Si se almacenan gasolinas en tanques de pantalla flotante se producirá una pérdida de espesor debido a las oscilaciones de las mismas por lo que es necesario aplicar un revestimiento protector.

Externamente el tanque también debe protegerse aplicando un revestimiento adecuado dependiendo de la zona en la que el tanque se ubique, mejorando así la estética de la instalación y disminuyendo las pérdidas de producto.

Es importante inspeccionar externamente el tanque cada 5 años por un inspector cualificado.

- **Techo Fijo**

Las chapas del techo del tanque pueden verse afectadas por la corrosión debido a la condensación del vapor de agua presente en la atmósfera o a vapores de productos agresivos, por lo que se debe aplicar un revestimiento protector.

- **Techo Flotante**

La inspección del techo flotante presenta variaciones en lo referente a inspección mensual rutinaria ya que en estos tanques se debe controlar el sistema de drenaje, la presencia de agua o producto sobre el techo, el asentamiento del tanque y el estado de los sellos.

Para pantallas flotantes se debe aplicar un revestimiento protector, del tipo de la cara inferior del techo flotante.

#### *2.2.4.2 Mantenimiento Correctivo*

Se llevará a cabo este tipo de control cuando se produzca algún tipo de avería en el tanque o bien si se alcanza el límite de vida esperado de alguna de las partes del tanque.

La sustitución de elementos del depósito, tanto del equipo de trasiego, como del sistema de seguridad, deberá realizarse respetando el diseño inicial o normas estándar de seguridad.

Se deberán tomar medidas de seguridad en todas las operaciones de corte y soldadura por el peligro que éstas llevan consigo.

### **2.2.5 Mantenimiento Tanques de Hormigón**

#### *2.2.5.1 Mantenimiento Preventivo*

El objetivo del control preventivo de un tanque es evitar el deterioro del mismo y preservar su integridad estructural.

- **Daños debidos a ataques químicos**

Si los líquidos almacenados dentro del tanque son altamente dañinos para el hormigón, se debe proteger al hormigón con un recubrimiento impermeabilizante que lo aisle del líquido agreste; en caso de que el fluido sea perjudicial para el acero, se puede aumentar el recubrimiento de hormigón con el fin de preservar las propiedades físicas del acero o también se puede aplicar una capa de impermeabilizante para evitar posibles filtraciones hacia el acero y causando daño al mismo.

- **Daños debidos a Acciones Físicas**

Para controlar posibles daños por acciones físicas, empezamos desde el inicio de diseño del tanque, el dimensionamiento del tanque debe estar bajo normativa y sobretodo bajo cargas sísmicas. En el caso que el tanque este ubicado en zonas sujetas a condiciones de invierno extrema y sufra acciones de hielo y deshielo, el diseño del hormigón debe ser poroso para suministrar espacios para que el agua se expanda libremente cuando se hinche al congelarse, y así evitar sobreesfuerzos que produzcan agrietamientos o desprendimientos de hormigón.

Al momento de la construcción se seleccionará el mejor sistema constructivo aplicable al tanque, se emplearán materiales que cumplan normativa y estándares

de calidad, se monitoreará la construcción y se controlará las fisuras producidas por la retracción del hormigón debido a un mal curado.

#### **2.2.5.2 Mantenimiento Correctivo**

Para proceder a reparar las fisuras, se extraen todos los revoques flojos o desprendidos del sustrato de hormigón armado. Si no hay sectores desprendidos, o si ya se extrajo el revoque existente, se debe lavar con agua a presión toda la superficie.

En un tanque con grietas y filtraciones, el revestimiento impermeable que se le aplica en la obra suele desprenderse por sectores, con lo cual, quedan a la vista superficies disparejas.

### **2.3 RIESGOS SÍSMICOS PARA TUBERÍAS ENTERRADAS**

Las tuberías enterradas de cualquier material están expuestas a peligros potenciales por sismo, que genera deformaciones axiales debido a la propagación de la onda sísmica a lo largo de la tubería. Además de generar daños debido a:

#### **2.3.1 Propagación de Onda Sísmica**

Son oscilaciones que se propagan desde una fuente (hipocentro) por medio de un material elástico (sólido y líquido) transportando energía mecánica. Se clasifican en oscilaciones superficiales y oscilaciones corpóreas. (Galindo Macuare, 2009: 13)

Las oscilaciones superficiales, viajan por la superficie de la corteza terrestre y se dividen en ondas Love (L) y en ondas Rauleigh (R). Mientras que las ondas corpóreas se desplazan por el interior de la corteza terrestre y se dividen en ondas primarias (P) y ondas secundarias (S).

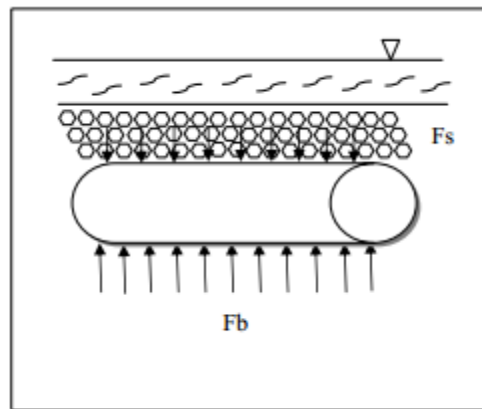
#### **2.3.2 Flotabilidad Atribuible A La Licuefacción**

La licuefacción ocurre cuando un suelo no consolidado (generalmente arena) pierde su resistencia a corte debido a una vibración rápida e intensa (generalmente sismo) y cambia su comportamiento de sólido a un estado líquido, perdiendo su capacidad de soporte. (Galindo Macuare, 2009: 15)

Para que un suelo sufra un fenómeno de licuefacción debe tener las características siguientes:

- Material granular de graduación uniforme a poca profundidad.
- Poco contenido de finos.
- Material no confinado, es decir de densidad suelta.
- Material saturado.
- Ondas sísmicas con gran cantidad de energía.

Cuando el suelo presenta licuefacción genera fuerzas de flotabilidad (**F<sub>b</sub>**) son ejercidas sobre la tubería. Estas fuerzas son soportadas principalmente por las fuerzas de resistencia del terreno licuado (**F<sub>s</sub>**) cuando la tubería empieza a elevarse (ver Figura 17) y por los anclajes. (Galindo Macuare, 2009: 62)



**Figura 17** Fuerzas ejercidas sobre la tubería durante la licuefacción de un suelo.  
(Fuente: Galindo Macuare, 2009: 63)

La fuerza de levantamiento neta se calcula de la manera siguiente:

$$F_b = \frac{\pi D^2}{4} (\gamma_{sat} - \gamma_{content}) - \pi D t \gamma_{tube}$$

$$\varepsilon_b = \pm \frac{F_b L_i^2}{3 \pi E t D^2}$$

Donde:

**D** = Diámetro externo de la tubería, m.

**t** = Espesor nominal de la tubería, m.

**$\gamma_{sat}$**  = Peso específico del suelo saturado, kg/m<sup>3</sup>.

**$\gamma_{content}$**  = Peso específico del fluido contenido, kg/m<sup>3</sup>.



$\gamma_{tube}$  = Peso específico de la tubería, kg/m<sup>3</sup>.

$Fb$  = Fuerza de flotabilidad que actúa en la tubería, kg/m.

$L_I$  = Longitud de la tubería en la zona de licuefacción, m.

$E$  = Módulo de elasticidad, kg/m<sup>2</sup>.

$\varepsilon_b$  = deformación axial de la tubería, %.

Se debe evitar el trazado de tuberías en suelos que presenten problemas de licuefacción. Para controlar los problemas de licuefacción se aconseja el mejoramiento del terreno; si no se puede mejorar o reubicar la tubería se procede a reforzar la tubería por medio del espesor o aumentando la resistencia del acero.

### 2.3.3 Cruce de Fallas

La tubería debe diseñarse para adaptarse a movimientos considerables debido al cruce de fallas, por medio de deformaciones inelásticas axiales y de flexión. Las tuberías deben cruzar las fallas con un cierto ángulo de inclinación, con el objetivo de reducir al mínimo las deformaciones de compresión en la dirección del movimiento de la falla geológica esperada. (Galindo Macuare, 2009: 17)

El desplazamiento esperado de la falla geológica depende de la magnitud de momento del sismo ( $M_w$ ), el tipo de falla geológica y el factor de importancia ( $I$ ) de la tubería de acuerdo a la Tabla 1.

**Tabla 1** Factor de importancia de tuberías.

Clase de Tuberías	Propagación de onda	Cruce de fallas	Deformación del suelo permanente	Deslizamiento
I	1.50	2.30	1.50	2.60
II	1.25	1.50	1.35	1.60
III	1.00	1.00	1.00	1.00
IV	*	*	*	*

(Fuente: Galindo Macuare, 2009: 59)

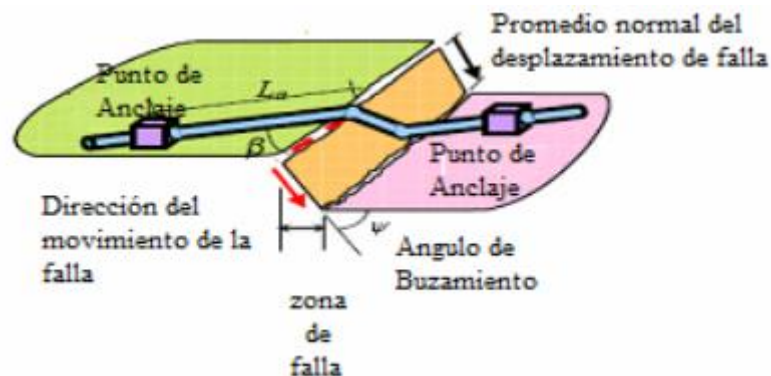
- **Clase I:** Tuberías de aguas muy esenciales requeridas en servicio luego de un terremoto diseñadas para permanecer operantes durante y después de éste. Tuberías de alta presión de crudo y gas requeridas para funcionar durante y luego de un evento sísmico. Tuberías que puedan causar una pérdida extensiva de vidas o un impacto ambiental considerable en caso de falla o daños.

- **Clase II:** Tuberías de aguas críticas que prestan servicio a una gran comunidad que tienen un impacto económico importante o que representan un peligro sustancial para la vida humana y la propiedad en caso de falla. Tuberías de media presión de crudo y gas que sean vitales para instalaciones industriales, pero que su servicio se pueda interrumpir por un corto período de tiempo hasta que las reparaciones se realicen.
- **Clase III:** La mayoría de las tuberías de suministro de agua de uso ordinario. Tuberías de baja presión de crudo y gas.
- **Clase IV:** Tuberías de agua que tengan baja o muy poca importancia y efecto en la vida humana y la sociedad en caso de falla. Tuberías que no necesitan reparación luego de un sismo

#### 2.3.3.1 Fallas Normales

Es una falla donde el bloque de techo desciende en relación con el bloque de piso, este movimiento provoca que la tubería se tracciona y flexiona (ver

**Figura 18).**



**Figura 18** Falla normal  
(Fuente: Galindo Macuare, 2009: 63)

El desplazamiento esperado de la falla normal ( $\delta_{fn}$ ) es:

$$\log \delta_{fn} = -4,45 + 0,63 M_w$$

### 2.3.3.2 Fallas Inversas

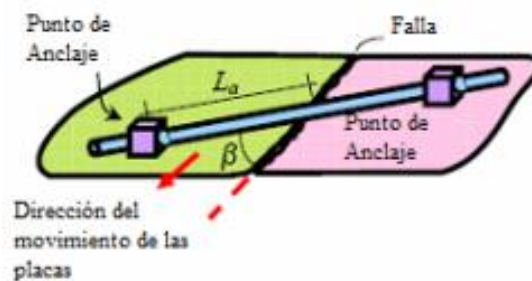
Es un movimiento inverso a la falla normal, es decir, el bloque de techo se eleva en relación con el bloque de piso.

El desplazamiento esperado de la falla inversa ( $\delta_{fi}$ ) es:

$$\log \delta_{fi} = -0,74 + 0,08 M_w$$

### 2.3.3.3 Fallas Laterales

Los bloques de rocas se mueven en direcciones opuestas, ver



**Figura 19** Falla lateral.  
(Fuente: Galindo Macuare, 2009: 63)

El desplazamiento esperado de la falla lateral ( $\delta_{fl}$ ) es:

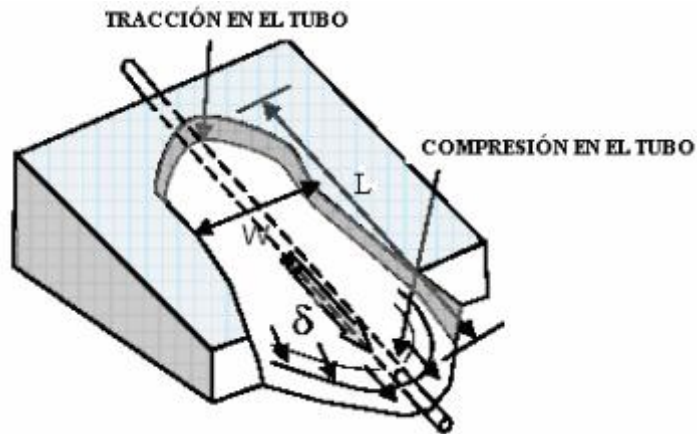
$$\log \delta_{fi} = -6,32 + 0,9 M_w$$

### 2.3.4 Desplazamientos Permanentes del Suelo

Es un desplazamiento constante del terreno donde se asienta la tubería, causado por fenómenos como licuefacción, deslizamiento o un cruce de falla. Lo que genera esfuerzos y deformaciones combinados como: Flexión - Compresión y Flexión - Tracción. (Galindo Macuare, 2009: 72)

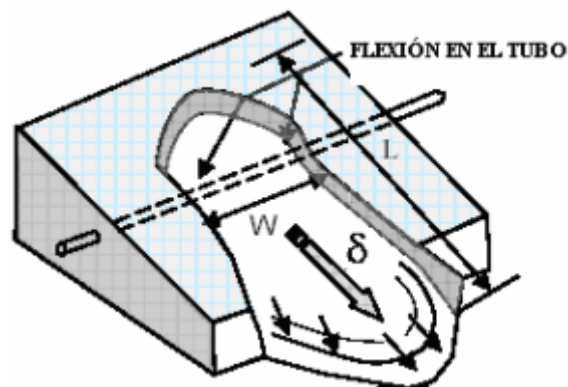
Las deformaciones y esfuerzos en la tubería debido a los desplazamientos del suelo permanentes, están en función de la posición de la tubería con respecto a la dirección del desplazamiento:

- Si la tubería está en la misma dirección que el desplazamiento del suelo, se genera una deformación axial, con esfuerzos de tracción en un extremo y compresión en otro, ver Figura 20.



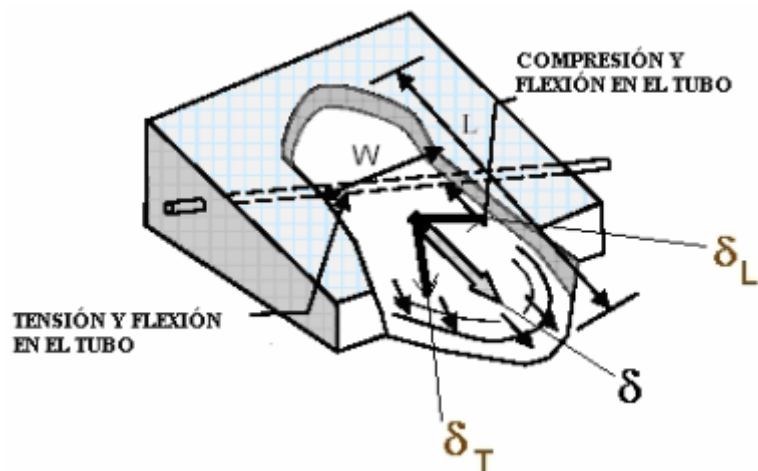
**Figura 20** Tubería en la misma dirección del desplazamiento del suelo.  
(Fuente: Galindo Macuare, 2009: 19)

- Si la tubería está situada en dirección ortogonal a la dirección del desplazamiento del suelo, genera una deformación transversal y esfuerzos de flexión, ver Figura 21.



**Figura 21** Tubería en dirección ortogonal a la dirección del desplazamiento del suelo.  
(Fuente: Galindo Macuare, 2009: 19)

- Si la tubería se ubica con un ángulo de inclinación con la dirección de la tubería, generara deformaciones longitudinales, transversales y esfuerzos de flexión - tracción en un extremo y flexión - compresión en el otro extremo, ver Figura 22.



**Figura 22** Tubería en dirección ortogonal a la dirección del desplazamiento del suelo.  
(Fuente: Galindo Macuare, 2009: 20)

Donde:

$L$  = Longitud de la zona desplazada en dirección del desplazamiento.

$W$  = Ancho de esa zona en dirección normal al desplazamiento.

$\delta$  = Desplazamiento permanente.

$\delta L$  = Desplazamiento permanente longitudinal.

$\delta T$  = Desplazamiento permanente transversal.

## 2.4 DISEÑO SÍSMICO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y TUBERÍAS ENTERRADAS DE ACUERDO A LA NEC-SE-DS

### 2.4.1 Tanques de Almacenamiento

La Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC) dentro de sus combinaciones de carga, no presenta información sobre como considerar a los líquidos, es decir si se los considera como carga muerta o carga viva. La NEC propone las siguientes combinaciones de carga:

Combinación 1: **1.4 D**

Combinación 2: **1.2 D + 1.6 L + 0.5 max [Lr ; S ; R]**

Combinación 3: **1.2 D + 1.6 max [Lr ; S ; R] + max[L ; 0.5W]**

Combinación 4: **1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[Lr ; S ; R]**

Combinación 5: **1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S**

Combinación 6:  **$0.9 D + 1.0 W$**

Combinación 7:  **$0.9 D + 1.0 E$**

Donde:

**$D$**  = Carga permanente, es el peso propio de los elementos estructurales.

**$E$**  = Carga de sismo, son las presiones hidrodinámicas.

**$L$**  = Sobrecarga, carga viva de la tapa del tanque.

**$Lr$**  = Sobrecarga cubierta (carga viva), no aplica para el diseño de tanques.

**$S$**  = Carga de granizo, para tanques que se ubiquen sobre los 1000 msnm se debe considerar una carga por granizo de 100 kg/m<sup>2</sup>.

**$W$**  = Carga de viento, no aplica debido a que las cargas sísmicas son mayores que por viento.

La NEC se basa en el ASCE 7 y tienen las mismas combinaciones de carga, la ASCE 7 dice, cuando hay cargas de fluidos, estos se deben considerar como carga muerta en las combinaciones 1 hasta la 5 y la combinación 7.

Haciendo un análisis de las combinaciones, las posibles combinaciones máximas para el diseño de paredes son la 1 y la 7, ya que las paredes se diseñan bajo cargas del líquido y del sismo. Las cargas por viento se desprecian porque en nuestro país no se registran fuertes vientos. Para el diseño de la tapa se lo hace con la combinación 2 y 3, porque presenta los mayores factores para carga viva, carga muerta y considera la carga por granizo. Entonces las combinaciones máximas son:

- Para la tapa del tanque

$$\left. \begin{array}{l} 1,20 D + 1,60 L + 0,50 S \\ 1,20 D + 1,60 S + 1,00 L \end{array} \right\} \text{EL MAYOR}$$

- Para las paredes del tanque

$$\left. \begin{array}{l} 1,40 D \\ 1,20 D + 1,00 E + L + 0,20 S \end{array} \right\} \text{EL MAYOR}$$

Para el análisis sísmico de tanques la NEC presenta las directrices para el principalmente de edificios y en segundo lugar el diseño de otras estructuras; las mismas que serán complementadas con normas extranjeras reconocidas.

La NEC proporciona un coeficiente de importancia **I** de acuerdo a la categoría de estructura. La función del factor de importancia es aumentar la demanda sísmica de diseño para las estructuras, que dependiendo de su importancia y utilización, deben continuar operativas o presentar daños menores durante y después del sismo de diseño.

De acuerdo a la Tabla 2 los tanques de almacenamientos son edificaciones esenciales por lo tanto tendrá un factor de importancia de **I** = 1.50; mientras que en las normas ACI 350.3-06 y API 650-2013 el factor de importancia depende del líquido almacenado, ver la Tabla 6 y la Tabla 19.

**Tabla 2** Factor de importancia **I** para tanques.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

(Fuente: NEC-SE-DS, 2011: 39)

La NEC indica que el factor de reducción de respuesta para los tanques de almacenamiento es **R** = 2 de acuerdo a la Tabla 3, mientras que en las normas ACI 350.3-06 y API 650-2013 el factor **R** se descompone en un factor de reducción de respuesta impulsivo **R<sub>i</sub>** y convectivo **R<sub>c</sub>**, estos factores dependen del tipo de tanque a diseñarse, ver la Tabla 7 y Tabla 20.

**Tabla 3** Coeficiente de reducción de respuesta **R** para tanques.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural <b>R</b>	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

(Fuente: Fuente: NEC-SE-DS, 2011: 87)

#### **2.4.2 Tuberías de Acero Enterradas**

La NEC no proporciona información detallada para el diseño de tuberías de acero enterradas, siendo éstas líneas de vida (agua potable) y de desarrollo (oleoductos) para poblaciones. Es por esta razón que se estudia la norma ALA (AMERICAN LIFELINES ALLIANCE)

#### **2.5 DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN CONTENEDORAS DE LÍQUIDOS (ACI 350.3-06) Y COMENTARIOS (350.3R-06)**

El código 350.3-06 del Instituto Americano del Concreto (ACI), establece los requerimientos generales para el análisis y diseño de tanques de almacenamiento de líquidos bajo condiciones sísmicas.

Esta publicación entrega pautas al diseñador para calcular las fuerzas sísmicas y que sean aplicadas en la estructura de estudio; las fuerzas sísmicas en tanques dependen de la geometría, y del espectro de respuesta del mismo.



### 2.5.1 Modelo Dinámico

La normativa ACI para el análisis dinámico de tanques se basa en el método modificado de Housner, donde considera los efectos hidrodinámicos que se presentan por la fuerza convectiva e impulsiva; y además toma en cuenta la deformación elástica que el tanque presenta. El modelo se basa en un tanque de forma circular que presenta similares presiones y fuerzas a un tanque rectangular; este modelo ha sido aceptado por expertos por más de 30 años. ([http://www.smie.org.mx/SMIE\\_Articulos/co/co\\_11/103.PDF:5](http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_11/103.PDF:5))

#### 2.5.1.1 Masa Impulsiva y Convectiva

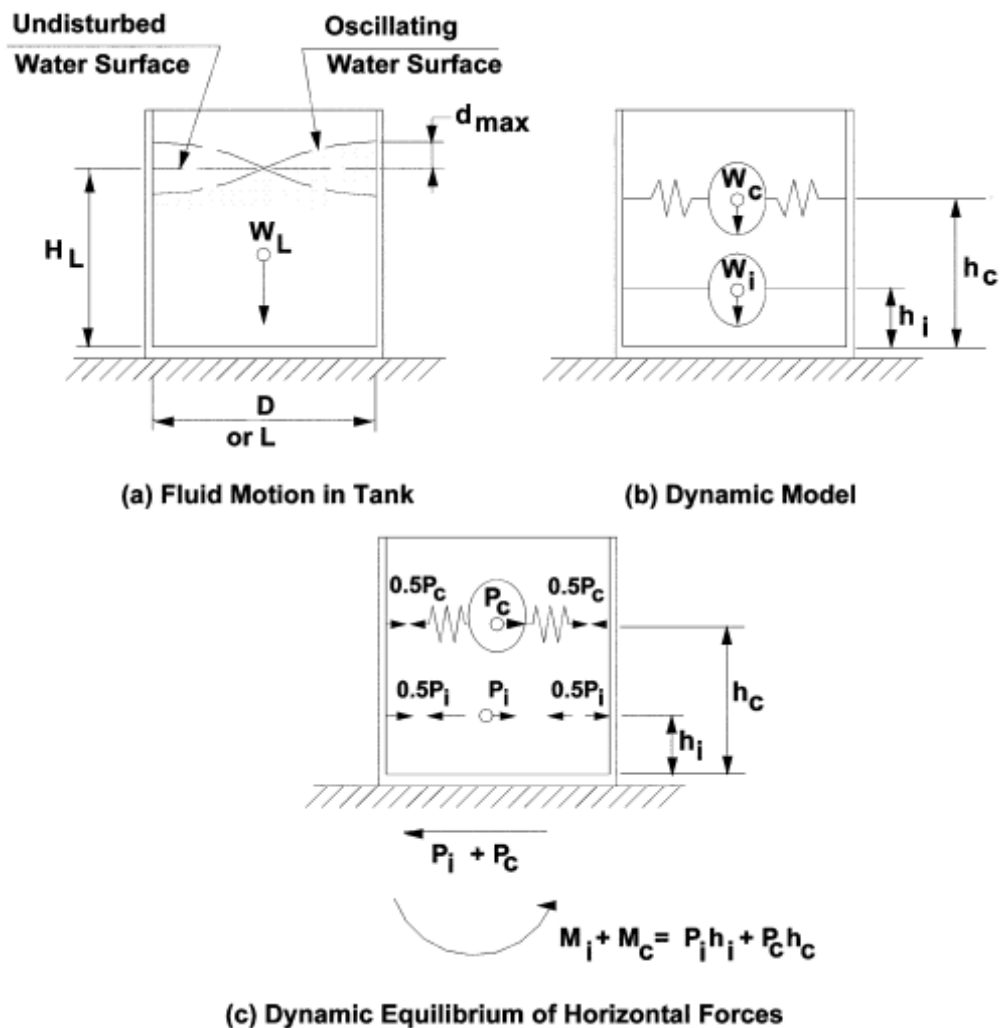
En la Figura 23 se presenta el modelo dinámico equivalente de Housner para el cálculo de las fuerzas sísmicas resultantes actuantes en las paredes del tanque y en su base (cimentación). En la Figura 23 (a) se aprecia el comportamiento del líquido almacenado, donde sin ninguna excitación el líquido se mantiene en reposo; cuando se produce una aceleración del suelo este induce oscilaciones en el fluido, hasta una altura máxima de chapoteo (**d<sub>max</sub>**) en las paredes del tanque. (ACI 350.3-06, 2006: 33)

En la Figura 23 (b) se representa el tanque lleno en reposo, donde la masa del líquido contenido se modela por medio de dos masas; una masa impulsiva (**W<sub>i</sub>**) y una masa convectiva (**W<sub>c</sub>**). La masa impulsiva representa el efecto de las presiones sísmicas impulsivas en los muros del tanque, y la masa convectiva representa la resultante de las presiones por chapoteo del líquido almacenado. (ACI 350.3-06, 2006: 33)

La masa impulsiva está sujeta rígidamente y se mueve con las paredes del tanque debido al movimiento del suelo (se asume que el líquido es incompresible); se ubica a una altura (**h<sub>i</sub>**) medida desde el fondo del tanque hasta el punto de aplicación de la resultante de la fuerza impulsiva (**P<sub>i</sub>**). (ACI 350.3-06, 2006: 33)

La masa convectiva representa la masa del líquido oscilante que origina presiones convectivas en las paredes del tanque (**P<sub>c</sub>**), la cual está ubicada a una altura (**h<sub>c</sub>**) desde el fondo del tanque. Para modelar este fenómeno de presiones convectivas, se representa a través de una masa convectiva unida por medio de resortes a las paredes del tanque, que producen un período de vibración que representa al período del fluido batiéndose; es decir simula el chapoteo del fluido dentro del tanque. El período de oscilación depende de la razón de la profundidad del líquido con el diámetro del tanque y del tiempo. (ACI 350.3-06, 2006: 34)

Las fuerzas impulsivas y convectivas actúan de forma independiente y simultáneamente en el tanque, la fuerza impulsiva es principalmente responsable de los sobre esfuerzos en las paredes del tanque; mientras tanto la fuerza convectiva provoca el levantamiento del tanque, es decir ejerce un momento volcante al depósito pero generalmente es inefectivo para llegar a volcar el tanque. (ACI 350.3-06, 2006: 34)



**Figura 23** Modelo dinámico de tanques contenedores de líquido, con soporte rígido sobre el nivel del suelo, adaptado de Housner.  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 43)

El cálculo de la masa impulsiva y convectiva depende de la razón entre la longitud ( $L$ ) para la altura de diseño del líquido ( $H_L$ ) en el caso de un tanque rectangular y en un tanque circular este es igual a la razón entre el diámetro ( $D$ ) para la altura de diseño del líquido; es decir mientras mayor sea la longitud (diámetro en un tanque circular) con respecto a la altura de diseño del líquido menor será el factor, y por ende menor será la masa impulsiva, la ecuación para su cálculo es:

- Para tanques rectangulares:

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-1)}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \frac{L}{H_L} \tanh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right] \quad \text{ACI 350.3-06 (9-2)}$$

- Para tanques circulares:

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-15)}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \frac{D}{H_L} \tanh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right] \quad \text{ACI 350.3-06 (9-16)}$$

Donde:

**$W_i$**  = Masa impulsiva del líquido almacenado, (t).

**$W_L$**  = Masa total del almacén de líquidos, (t).

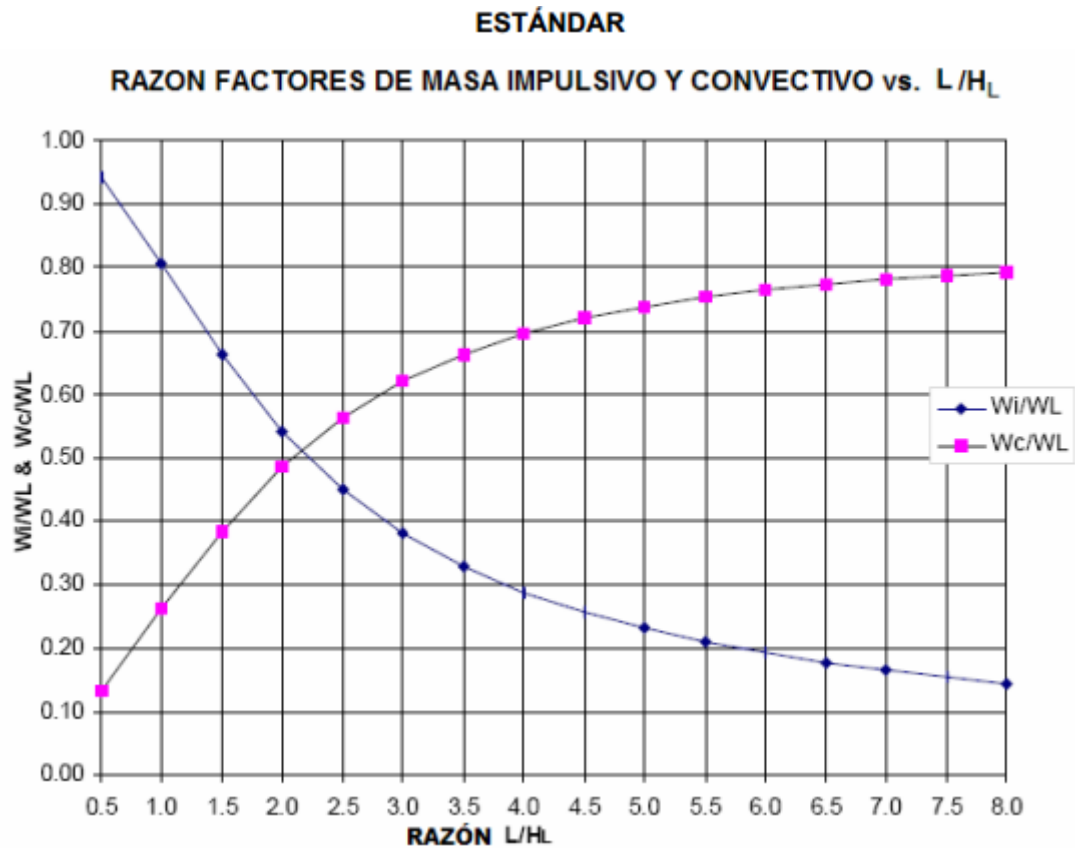
**$W_c$**  = Masa convectiva del líquido almacenado, (t).

**$H_L$**  = Altura de diseño del líquido, (m).

**$L$**  = Largo interno del tanque rectangular, (m).

**$D$**  = Diámetro interno del tanque circular, (m).

En la Figura 24 se puede visualizar el comportamiento de los factores calculados para la masa impulsiva y convectiva con respecto a la razón  **$L/H_L$** .



**Figura 24** Factores  $W_i/W_L$  y  $W_c/W_L$  vs la razón  $L/H_L$  para tanques rectangulares.  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 44)

#### 2.5.1.2 Centros de Gravedad de la Masa Impulsiva y Convectiva

Se calculan 2 alturas a los centros de aplicación de la masa impulsiva y convectiva, la primera altura excluye la presión en la base (EBP), esta altura es la responsable de los esfuerzos en las paredes del tanque; y la segunda altura incluye la presión en la base (IBP) que el suelo transmite, es la que genera el momento de volcamiento. Para encontrar las alturas de aplicación se usa las siguientes ecuaciones:

- Para tanques rectangulares
  - Excluyendo la presión en la base (EBP)

$$\text{Si } \frac{L}{H_L} < 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \frac{L}{H_L} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-3)}$$

$$\text{Si } \frac{L}{H_L} \geq 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-4)}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right] - 1}{3.16 \frac{H_L}{L} \sinh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right]} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-4)}$$

- Incluyendo la presión en la base (IBP)

$$\text{Si } \frac{L}{H_L} < 0.75$$

$$\frac{h'_i}{H_L} = 0.45 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-6)}$$

$$\text{Si } \frac{L}{H_L} \geq 0.75$$

$$\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866 \frac{L}{H_L}}{2 \tanh\left[0.866 \frac{L}{H_L}\right]} - \frac{1}{8} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-7)}$$

$$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right] - 2.01}{3.16 \frac{H_L}{L} \sinh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right]} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-8)}$$

- Para tanques circulares

- Excluyendo la presión en la base (EBP)

$$\text{Si } \frac{D}{H_L} < 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \frac{D}{H_L} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-3)}$$

$$\text{Si } \frac{D}{H_L} \geq 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-4)}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right] - 1}{3.68 \frac{H_L}{D} \sinh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right]} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-4)}$$

- Incluyendo la presión en la base (IBP)

$$\text{Si } \frac{D}{H_L} < 0.75$$

$$\frac{h'_i}{H_L} = 0.45 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-20)}$$

$$\text{Si } \frac{D}{H_L} \geq 0.75$$

$$\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866 \frac{D}{H_L}}{2 \tanh\left[0.866 \frac{D}{H_L}\right]} - \frac{1}{8} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-21)}$$

$$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right] - 2.01}{3.68 \frac{H_L}{D} \sinh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right]} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-22)}$$

Donde:

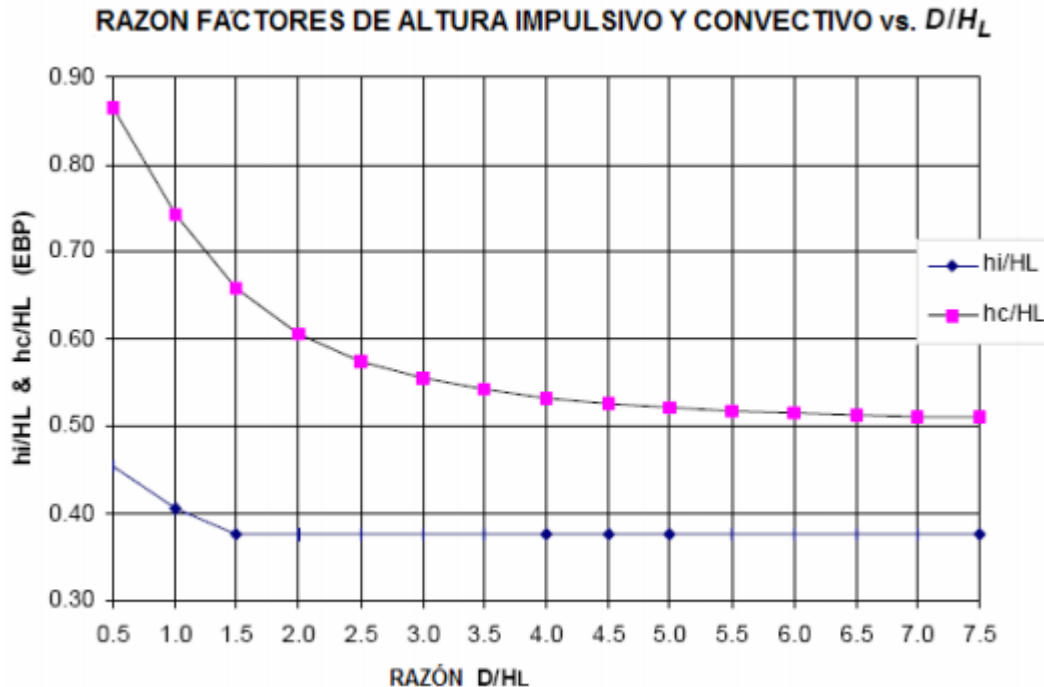
**hc** = Altura medida desde el fondo del tanque hasta el centro de gravedad de la fuerza lateral convectiva excluyendo la presión de la base, (m).

**h'c** = Altura medida desde el fondo del tanque hasta el centro de la fuerza lateral convectiva incluyendo la presión de la base, (m).

**hi** = Altura medida desde el fondo del tanque hasta el centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva excluyendo la presión de la base, (m).

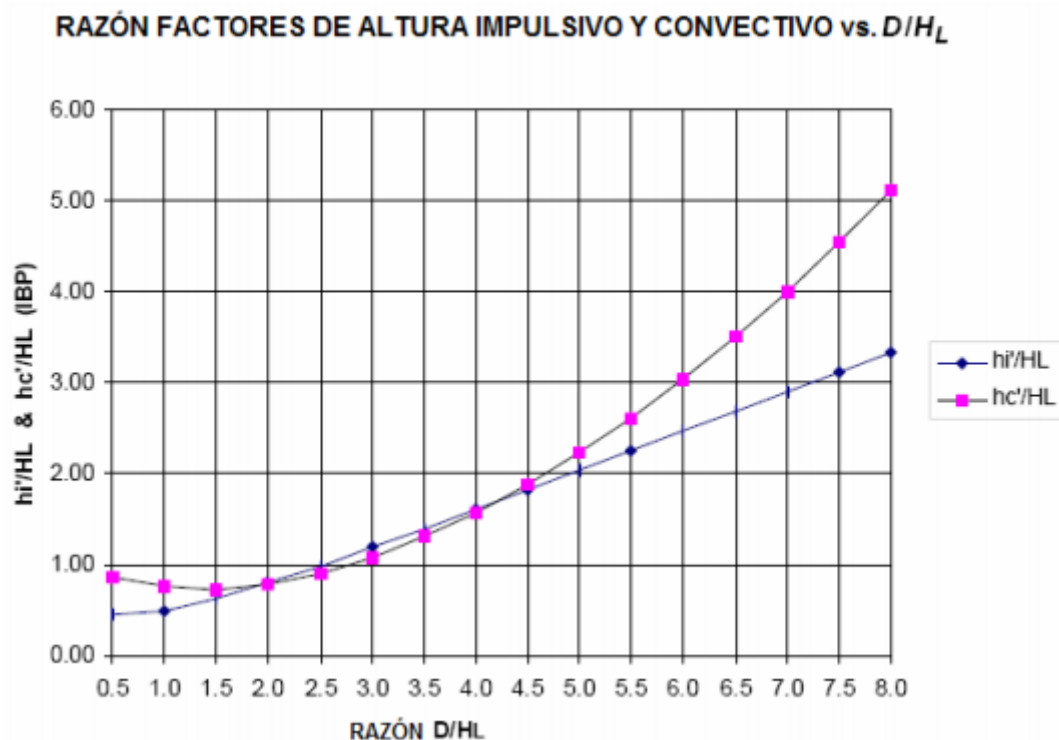
**h'i** = Altura medida desde el fondo del tanque hasta el centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva incluyendo la presión de la base, (m).

Para obtener los esfuerzos en las paredes del tanque se calcula las alturas al centro de aplicación de las masas excluyendo la presión del suelo, en donde la relación **D/HL** se aconseja sea igual o mayor a 1.5, para que los brazos de palanca sean mínimos y poder tener menores esfuerzos. En la Figura 25 podemos observar la relación y como va decreciendo **hi/HL** y **hc/HL** a medida que **D/HL** aumenta.



**Figura 25** Factores **hi/HL** y **hc/HL** vs la razón **D/HL** para tanques circulares (EBP).  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 45)

La Figura 26 muestra que obtendremos un mayor momento volcante mientras menor sea la relación entre **D/HL**, y se aconseja tener un **D/HL** entre 1.5 y 4.5 para no tener problemas de volcamiento.



**Figura 26** Factores  $h_i'/HL$  y  $h_c'/HL$  vs la razón  $D/HL$  para tanques circulares (IBP).  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 46)

### 2.5.1.3 Período Impulsivo y Convectivo

Las propiedades dinámicas del tanque como son la rigidez de los resortes, los periodos impulsivos y convectivos se procede con las ecuaciones siguientes:

- Para tanques rectangulares
  - Rigidez del resorte

$$k = \frac{E_c}{4} \left( \frac{t_w}{h} \right)^3 \quad \text{ACI 350.3-06 (9.2.4)}$$

$$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)} \quad \text{ACI 350.3-06 (9.2.4)}$$

$$h_w = 0.5 H_w \quad \text{ACI 350.3-06 (9.2.4)}$$

$$m_i = \frac{W_i}{W_L} \frac{L}{2} H_L (\gamma_L) \quad \text{ACI 350.3-06 (9.2.4)}$$

$$m_w = H_w \frac{t_w}{10^3} (\gamma_c) \quad \text{ACI 350.3-06 (9.2.4)}$$

$$Ec = 14100 \sqrt{f'c} / 1000 \quad \text{NEC-SE-HM (3.3.3)}$$

- Periodo impulsivo

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-11)}$$

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-9)}$$

$$m = m_w + m_i \quad \text{ACI 350.3-06 (9-10)}$$

- Periodo convectivo

$$\lambda = \sqrt{3.16 g \tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right)} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-13)}$$

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-12)}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-14)}$$

- Para tanques circulares

- Periodo impulsivo

$$\omega_i = C_i \frac{1}{H_L} \sqrt{\frac{10^3 Ec}{\rho c}} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-23)}$$

$$C_i = C_w \sqrt{\frac{tw}{10R}} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-24)}$$

$$c_w = 9,375 \times 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0.1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0.1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0.1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3,186 \times 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^4$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-25)}$$

- Periodo convectivo

$$\lambda = \sqrt{3.68 g \tanh\left(3.68 \frac{H_L}{D}\right)} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-13)}$$

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-12)}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-14)}$$



Donde:

**$k$**  = Rigidez de flexión por una unidad de ancho de un muro rectangular-lineal, (t/m<sup>2</sup>).

**$E_c$**  = módulo de elasticidad del hormigón, (t/m<sup>2</sup>).

**$t_w$**  = Espesor promedio de una pared, (m).

**$h$**  = Altura donde se aplica la resultante de la masa impulsiva y convectiva, (m).

**$h_w$**  = Altura al centro de gravedad de la pared del tanque, (m).

**$m_w$**  = Masa por unidad de ancho de un tanque de muros rectangulares, (t).

**$h_i$**  = Altura al centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva excluyendo la presión de la base, (m).

**$m_i$**  = Masa impulsiva del contenido líquido por unidad de ancho de un tanque de muros rectangulares, (t).

**$\gamma_c$**  = Peso específico del hormigón, (t/m<sup>3</sup>).

**$f'_c$**  = Resistencia a la compresión del hormigón, (kg/cm<sup>2</sup>).

**$T_i$**  = Período impulsivo fundamental de oscilación del tanque (más la componente impulsiva del contenido), (s).

**$\omega_i$**  = Frecuencia circular impulsiva de vibración, (rad/s).

**$\lambda$**  = Coeficiente para calcular la frecuencia de oscilación en un tanque.

**$\omega_c$**  = Frecuencia circular convectiva de oscilación del primer modo de batimiento de agua, (rad/s).

**$T_c$**  = Período convectivo fundamental de oscilación del tanque, (s).

#### 2.5.1.4 Coeficientes Sísmicos de Respuesta

Para terminar con las propiedades dinámicas del tanque se calcula los factores de amplificación espectral, el coeficiente impulsivo ( **$C_i$** ) y el coeficiente convectivo ( **$C_c$** ) que afectaran a la fuerza impulsiva y convectiva respectivamente, y están en función de los coeficientes de aceleración del suelo de cimentación, que se obtienen de la NEC.

- Coeficiente impulsivo

$$\text{Si } T_i \leq T_s$$

$$C_i = S_{DS} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-32)}$$

$$\text{Si } T_i > T_s$$

$$C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{DS} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-33)}$$

- Coeficiente convectivo

$$\text{Si } T_c \leq 1.6/T_s$$

$$C_c = \frac{1.5 S_{D1}}{T_c} \leq 1.5 S_{D1} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-37)}$$

$$\text{Si } T_c > 1.6/T_s$$

$$C_c = 6 \frac{0.4 S_{DS}}{T_c^2} \leq 1.5 S_{D1} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-38)}$$

Las variables que componen estas ecuaciones se toman del capítulo 11 “SEISMIC DESIGN CRITERIA” de la ASCE 7-10, 2010.

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4.5)}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-3)}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-4)}$$

$$S_{M1} = F_V S_1 \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-2)}$$

$$S_{MS} = F_a S_s \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-1)}$$

$$S_1 = 1.25 S_p \quad \text{ASCE 7-10 (11.4)}$$

$$S_s = 2.5 S_p \quad \text{ASCE 7-10 (11.4)}$$

$$S_p = Z$$

- Coeficiente de masa efectiva

- Tanques rectangulares

$$\varepsilon = \left[ 0.0151 \left( \frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left( \frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-44)}$$

- Tanques circulares

$$\varepsilon = \left[ 0.0151 \left( \frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left( \frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-45)}$$

- Coeficiente hidrodinámica

$$C_t = 0.4S_{DS} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-40)}$$

Donde:

***S<sub>DS</sub>*** = Parámetro de la aceleración espectral en periodos cortos menores a 1 s, (s).

***S<sub>D1</sub>*** = Parámetro de la aceleración espectral en periodos de 1 s, (s).

***S<sub>MS</sub>*** = Parámetro de la aceleración espectral en periodos cortos menores a 1 s ajustado al efecto del tipo de suelo, (s).

***S<sub>M1</sub>*** = Parámetro de la aceleración espectral en periodos de 1 s ajustado al efecto del tipo de suelo, (s).

***F<sub>a</sub>*** = Coeficiente de efecto según el tipo de suelo para periodos cortos menores a 1 s.

***F<sub>v</sub>*** = Coeficiente de efecto según el tipo de suelo para periodos de 1 s.

***S<sub>p</sub>*** = Aceleración máxima esperada en roca.

***Z*** = aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, obtenido de la NEC-SE-DS-Peligro sísmico.

***ε*** = Coeficiente de masa efectiva de las paredes del tanque.

Los factores *F<sub>a</sub>* y *F<sub>v</sub>* los podemos encontrar en la Tabla 4 y la Tabla 5 respectivamente y la máxima aceleración *Z* la ubicamos en la Figura 27.

**Tabla 4** Coeficiente de sitio *F<sub>a</sub>*.

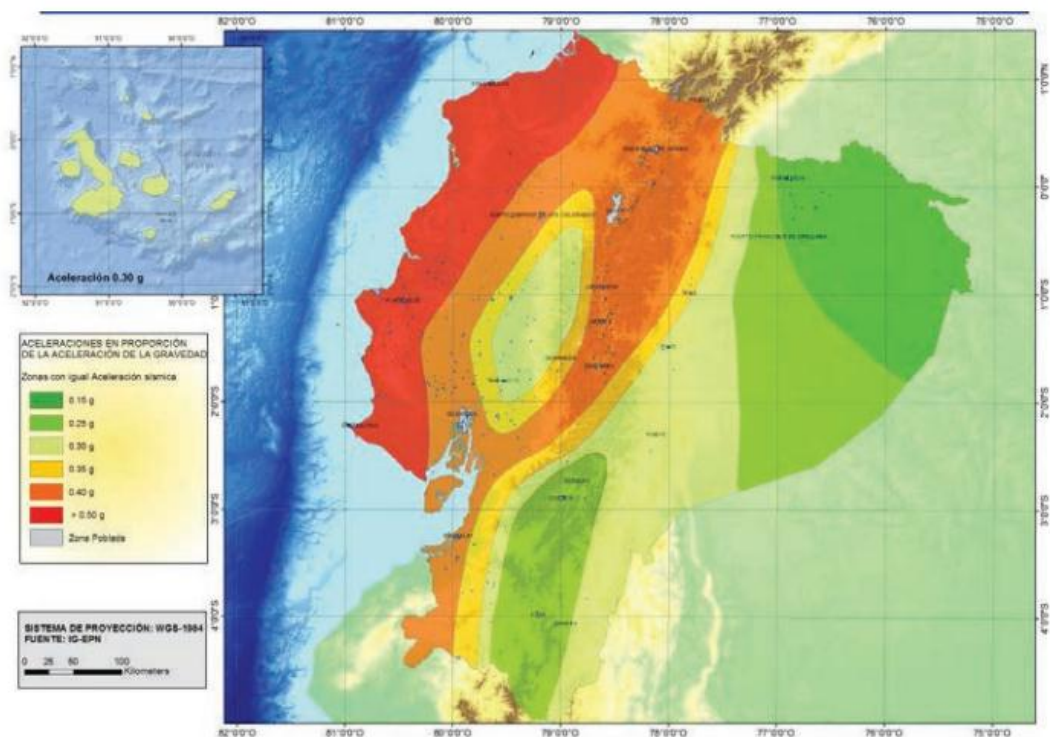
Site Class	Site Coefficient, <i>F<sub>a</sub></i>				
	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	<i>S<sub>s</sub></i> ≤ 0.25	<i>S<sub>s</sub></i> = 0.5	<i>S<sub>s</sub></i> = 0.75	<i>S<sub>s</sub></i> = 1.0	<i>S<sub>s</sub></i> ≥ 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

(Fuente: ASCE 7-10, 2010:66)

**Tabla 5** Coeficiente de sitio  $F_v$ .  
Site Coefficient,  $F_v$

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

(Fuente: ASCE 7-10, 2010:66)



**Figura 27** Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona  $Z$   
(Fuente: NEC-SE-DS-Peligro sísmico, 27).

## 2.5.2 Cargas Sísmicas de Diseño

### 2.5.2.1 Corte Basal

La ecuación general para calcular el corte basal es  $V = C_s W$ , pero el peso se lo reemplaza por sus componentes y sus respectivos coeficientes; el peso efectivo de la pared  $\epsilon W_w$ , el peso del techo ( $W_r$ ), el peso de la componente impulsiva ( $W_i$ ) y el peso de la componente convectiva ( $W_c$ ); y el coeficiente sísmico ( $C_s$ ) se lo reemplaza por el coeficiente impulsivo ( $C_i$ ), el coeficiente convectivo ( $C_c$ ) y el coeficiente por la aceleración vertical ( $C_v$ ); y se combina con los pesos específicos según correspondan.

Por ultimo para hallar el corte basal equivale a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las acciones. (ACI 350.3-06, 2006: 15)

El movimiento del suelo es representado por un espectro de respuesta elástico que se lo puede armar de un real terremoto registrado del lugar o como en el caso de este estudio por medio de analogías a los sitios con suelos conocidos y características sísmicas. (ACI 350.3-06, 2006: 15)

El factor de importancia permite al diseñador darle un factor de seguridad según el tipo de líquido almacenado por el tanque descrita en la Tabla 6, además los factores de reducción de respuesta **R<sub>wc</sub>** y **R<sub>wi</sub>**, que permite reducir el espectro elástico al rango inelástico dependiendo de la ductilidad de la estructura, que es una cualidad propia que permite la disipación de energía y redundancia, estos factores de reducción se los toma de la Tabla 7. (ACI 350.3-06, 2006: 15)

**Tabla 6** Factor de importancia para tanques de hormigón.  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 20)

FACTOR DE IMPORTANCIA	
III Tanques que contienen materiales peligrosos	1,5
II Tanques que deben ser funcionales despues de un terremoto o son parte de lineas de vida	1,25
I Que no estan en el grupo I y II	1

**Tabla 7** Factor de reducción **R<sub>i</sub>** y **R<sub>c</sub>**.  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 20)

FACTOR DE REDUCCION R		
Descripción	R <sub>i</sub>	R <sub>c</sub>
Tanques anclados, flexibles	3,25	1
Tanques fijos o con bisagras en su base	2	1
Tanques sin Anclajes	1,5	1
Tanques sobre pedestales	2	1

Para el cálculo de las fuerzas dinámicas se emplean las siguientes expresiones:

- Fuerza lateral de inercia de las paredes del tanque:
  - Tanque rectangular

$$P'_W = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W'_W}{R_i} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-1a)}$$

- Tanque circular

$$P_W = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W_W}{R_i} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-1)}$$

- Fuerza lateral de inercia de la cubierta:

$$P_r = C_i I \left[ \frac{W_r}{R_i} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-2)}$$

- Fuerza lateral impulsiva por el peso impulsivo:

$$P_i = C_i I \left[ \frac{W_i}{R_i} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-3)}$$

- Fuerza lateral convectiva por el peso convectivo:

$$P_c = C_c I \left[ \frac{W_c}{R_c} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-4)}$$

Donde:

**P'w** = Fuerza lateral de inercia de las paredes de un tanque rectangular, (t).

**I** = Factor de importancia.

**W'w** = Peso de una pared perpendicular a la dirección del sismo.

**Ww** = Peso de las paredes del tanque circular.

**Pw** = Fuerza lateral de inercia de las paredes de un tanque circular, (t).

**Pi** = Fuerza lateral impulsiva por el peso impulsivo, (t).

**Wi** = Peso del componente impulsivo del líquido, (t).

**Pc** = Fuerza lateral convectiva por el peso convectivo, (t).

**Wc** = Peso del componente convectivo del líquido, (t).

**Ri** = Coeficiente de reducción impulsiva.

**Rw** = Coeficiente de reducción convectiva.

Por último la ecuación general del corte basal es:

$$V = \sqrt{(P_i + P'_w + P_r)^2 + P_c^2 + P_{eg}^2} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-5)}$$

### 2.5.2.2 Momentos Volcantes

Los momentos de flexión en toda la sección transversal del tanque se calculan con las alturas excluyendo la presión en la base (EBP), sus expresiones son:

$$M_w = P_w h_w \quad \text{ACI 350.3-06 (4-6)}$$

$$M_r = P_r h_r \quad \text{ACI 350.3-06 (4-7)}$$

$$M_i = P_i h_i \quad \text{ACI 350.3-06 (4-8)}$$

$$M_c = P_c h_c \quad \text{ACI 350.3-06 (4-9)}$$

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-10)}$$

Donde:

**M<sub>b</sub>** = Momento flexionante total en la base de la pared del tanque por encima de la cimentación, (t m).

**M<sub>w</sub>** = Momento flexionante debido a la fuerza lateral de inercia de la pared, (t m).

**M<sub>r</sub>** = Momento flexionante debido a la fuerza lateral de inercia de la cubierta, (t m).

**M<sub>i</sub>** = Momento flexionante debido a la fuerza impulsiva del líquido almacenado, (t m).

**M<sub>c</sub>** = Momento flexionante debido a la fuerza convectiva del líquido almacenado, (t m).

El momento volcante generado por las alturas calculadas incluyendo la presión de la base (IBP) es:

$$M'_i = P_i h'_i \quad \text{ACI 350.3-06 (4-11)}$$

$$M'_c = P_c h'_c \quad \text{ACI 350.3-06 (4-12)}$$

$$M_o = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M'^2_c} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-13)}$$

Donde:

**M<sub>o</sub>** = Momento volcante total, (t m).

$M'_{i}$  = Momento volcante debido a la componente impulsiva del líquido, (t m).

$h'_{i}$  = Altura de aplicación de  $P_i$  incluyendo la presión de la base (IBP), (m).

$M'_{c}$  = Momento volcante debido a la componente convectiva del líquido, (t m).

$h'_{c}$  = Altura de aplicación de  $P_c$  incluyendo la presión de la base (IBP), (m).

Fuerza lateral hidrostática debido a la aceleración vertical.

$$\ddot{u}_v = C_t I \left( \frac{b}{R_i} \right) \geq 0.2 S_{DS} \quad \text{ACI 350.3-06 (5-15)}$$

$$p_{vy} = \ddot{u}_v q_{hy} \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.1)}$$

$$b = 2/3 \quad \text{ACI 350.3-06 (5-15)}$$

Donde:

$\ddot{u}_v$  = Coeficiente de aceleración vertical.

$b$  = cociente entre la aceleración vertical y la aceleración horizontal.

$C_t$  = Coeficiente hidrodinámico.

$p_{vy}$  = Fuerza lateral hidrodinámica debido a la aceleración vertical a una altura y medida desde el fondo del tanque, t/m<sup>2</sup>.

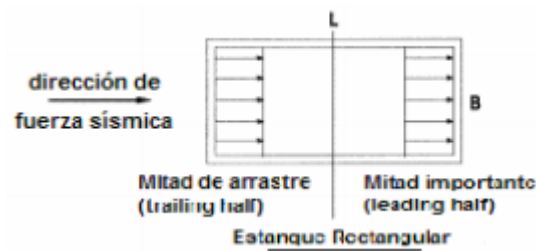
$q_{hy}$  = Presión hidrostática a una altura h desde el fondo del tanque, t/m<sup>2</sup>.

### 2.5.3 Distribución de Cargas Sísmicas

- Distribución de cargas sísmicas en tanques rectangulares

En la Figura 28 se observa el movimiento del líquido frente a la dirección de una fuerza sísmica; en donde la mitad derecha del líquido llamada mitad importante genera compresión en la pared perpendicular al movimiento y la otra mitad izquierda llamada mitad de arrastre genera succión en la pared izquierda. Por ende las paredes perpendiculares a la dirección del sismo se aplica la fuerza de inercia propia de la pared ( $P_w$ ); la mitad de la fuerza impulsiva ( $P_i$ ); la mitad de la fuerza convectiva  $P_c$ . (ACI 350.3-06, 2006: 25)

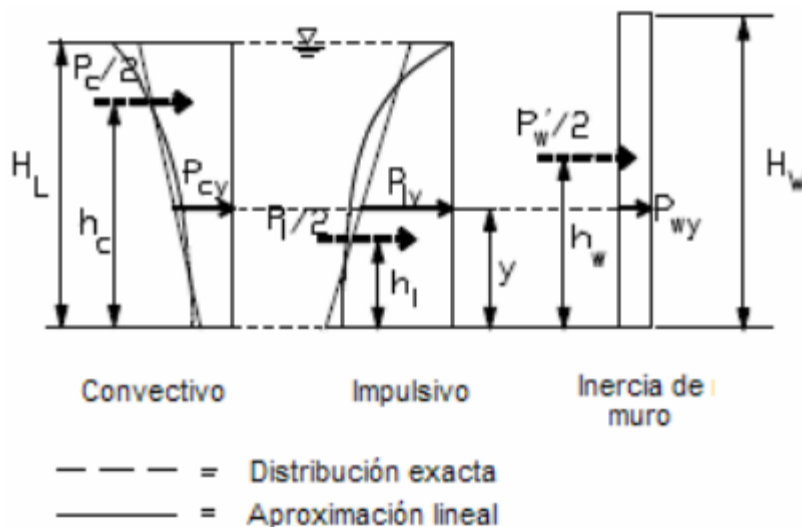




**Figura 28** Distribución de presión hidrodinámica en las paredes del tanque rectangular.  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 23)

Se observa que las presiones hidrodinámicas de la mitad de importancia tienen que ser sumadas a las presiones hidrostáticas; mientras que las presiones hidrodinámicas de la mitad de arrastre restan a las fuerzas hidrostáticas; es decir que la situación más crítica y de estudio será la mitad importante y no la mitad de arrastre. (ACI 350.3-06, 2006: 25)

La distribución de la fuerza impulsiva y convectiva por unidad de altura es de forma parabólica; y por facilidad de cálculo se la maneja de forma lineal como se muestra en la Figura 29.



**Figura 29** Distribución de fuerzas laterales impulsiva, convectiva y de inercia por unidad de altura de tanques rectangulares.  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 24)

Se distribuyen las fuerzas por unidad de alto de la pared de la siguiente manera:

$$P_{wy} = \left( \frac{C_i I}{R_i} \varepsilon y c B t_w \right) \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.1)}$$

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[ 4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.1)}$$

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left[ 4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2}$$

ACI 350.3-06 (5.3.1)

$$P_y = \sqrt{(P_{iy} + P_{wy})^2 + P_{cy}^2 + P_{vy}^2}$$

ACI 350.3-06 (5-1)

Donde:

**$P_{wy}$**  = Fuerza lateral de inercia de la pared del tanque a una altura  $y$ , t/m.

**$P_{iy}$**  = Fuerza lateral impulsiva del líquido almacenado a una altura  $y$ , t/m.

**$y$**  = Altura del líquido donde la pared está siendo analizada, m.

**$P_c$**  = Fuerza total lateral de la componente convectiva del líquido

**$P_y$**  = Fuerza horizontal combinada (de los componentes impulsivos y convectivos del líquido almacenado; inercia de las paredes; presión hidrostática por la aceleración vertical), a una altura  $y$  por sobre la base del tanque, (t/m).

Para distribuir las presiones hidrodinámicas para toda el área de la pared, se las divide para el ancho  $B$  de la pared.

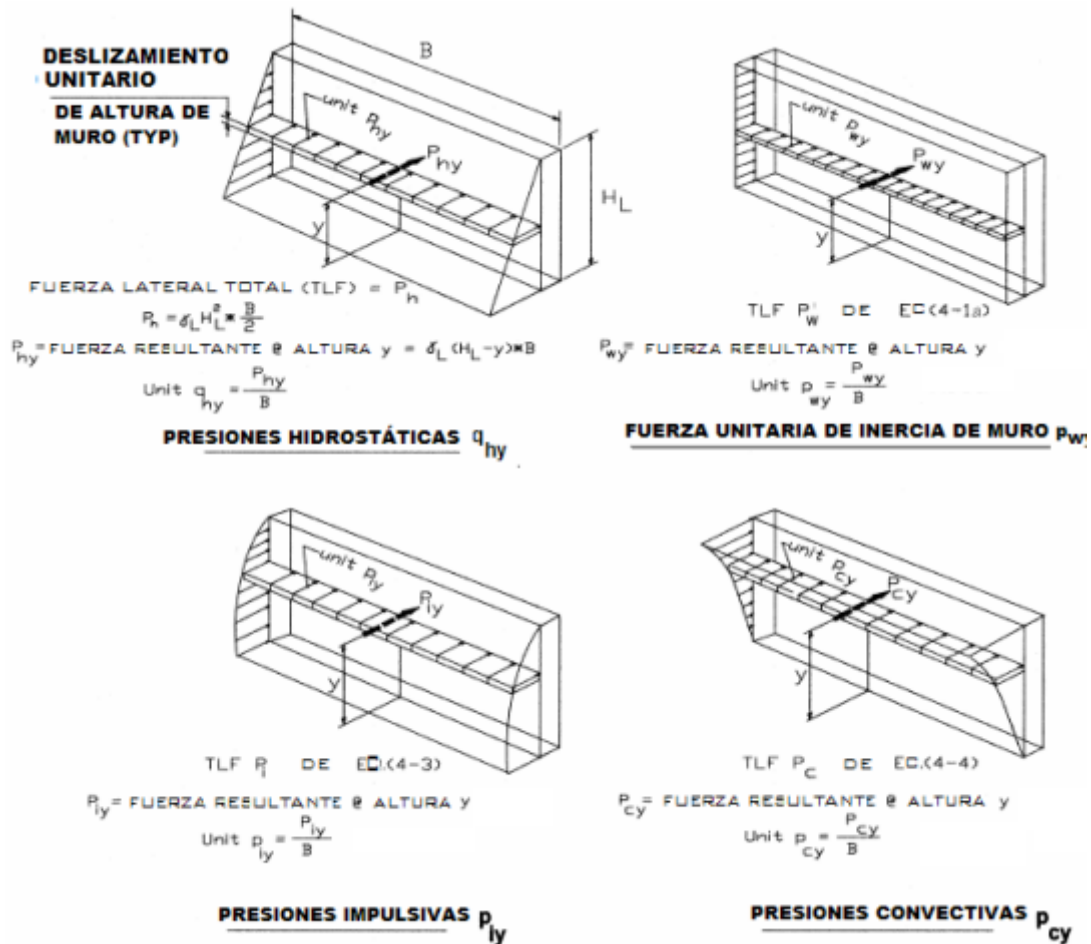
$$p_{wy} = \frac{P_{wy}}{B}$$

$$p_{iy} = \frac{P_{iy}}{B}$$

$$p_{cy} = \frac{P_{cy}}{B}$$

$$p_{vy} = \frac{\ddot{u}_v q_{hy}}{B}$$

En la Figura 30 podemos comprender de mejor forma como son las distribución vertical y por área de pared del tanque.

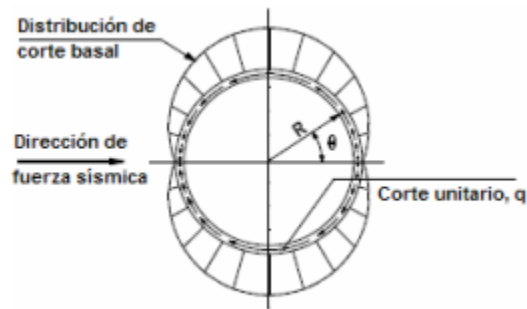


**Figura 30** Distribución de presiones hidrostáticas e hidrodinámicas y fuerzas de inercia en una pared de un tanque rectangular contenedora de líquido.  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 25)

- Distribución de cargas sísmicas en tanques circulares

Para tanques empotrados el corte basal se transfiere parcialmente por membranas de corte (tangencialmente), ver Figura 31, y la diferencia por corte radial que causa flexión vertical. Para tanques con una relación altura/diámetro de 1:4 ( $D/H_L=4.0$ ), un 20% de la fuerza de corte sísmico se transmite por la reacción basal radial a la flexión vertical. El 80% restante, se transmite como un corte de transferencia tangencial ( $Q$ ). Para transmitir este corte tangencial ( $Q$ ), una fuerza distribuida ( $q$ ), se requiere para la interface muro/zapata.

$$q = \frac{Q}{\pi R} \sin \theta$$



**Figura 31** Membrana de corte transferida a la base del tanque circular.  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 23)

El corte máximo ocurre en un punto perpendicular en la dirección del sismo y es igual a:

$$q_{max} = \frac{Q}{\pi R} = \frac{0.8V}{\pi R}$$

Al igual que el tanque rectangular se observa en la Figura 32 que las presiones hidrodinámicas de la mitad de importancia deben ser sumadas a las presiones hidrostáticas; en cambio las presiones hidrodinámicas de la mitad de arrastre se restan a las fuerzas hidrostáticas; es decir que la situación más crítica y de estudio es la mitad importante. (ACI 350.3-06, 2006: 23)



**Figura 32** Distribución de presión hidrodinámica en las paredes del tanque circular.  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 25)

Las paredes cilíndricas de un tanque circular están sometidas bajo 4 fuerzas cargas dinámicas que son:

- 1.- La fuerza de inercia de la pared distribuida uniformemente por toda la circunferencia.
- 2.- La mitad de la fuerza impulsiva (**P<sub>I</sub>**) del líquido, aplicada simétricamente con un ángulo de  $\theta = 0$  y aplicado al exterior de la mitad importante de la pared; y la otra mitad de la fuerza (**P<sub>I</sub>**), aplicada simétrica en dirección la opuesta es decir con un ángulo de  $\theta = \pi$ , aplicado al interior de la mitad de arrastre de la pared.

3.- La mitad de la fuerza convectiva (**P<sub>c</sub>** del líquido, actuando en la mitad de una pared con un ángulo de  $\theta = 0$  y la otra mitad de la fuerza convectiva (**P<sub>c</sub>**) actuando a  $\theta = \pi$ , actuando al interior de la mitad opuesta de la pared.

4.- Las presiones de tierra y presiones de aguas subterráneas, aplicadas en la parte enterrada de la mitad de arrastre del tanque, que en este estudio equivale a 0, debido a que se encuentra el tanque sobre el nivel del suelo. (ACI 350.3-06, 2006: 26)

La distribución de la fuerza impulsiva y convectiva por unidad de altura es de forma parabólica; por facilidad de cálculo se la maneja de forma lineal como se muestra en la Figura 33 y se calculan con las siguientes expresiones:

$$P_{wy} = \frac{P_W}{2 H_W} \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.1)}$$

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[ 4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.1)}$$

$$P_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left[ 4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.1)}$$

$$P_y = \sqrt{(P_{iy} + P_{wy})^2 + P_{cy}^2 + P_{vy}^2} \quad \text{ACI 350.3-06 (5-1)}$$

Donde:

**P<sub>wy</sub>**= Fuerza lateral de inercia de la pared del tanque a una altura y, t/m.

**H<sub>w</sub>**= Altura de la pared del tanque, m.

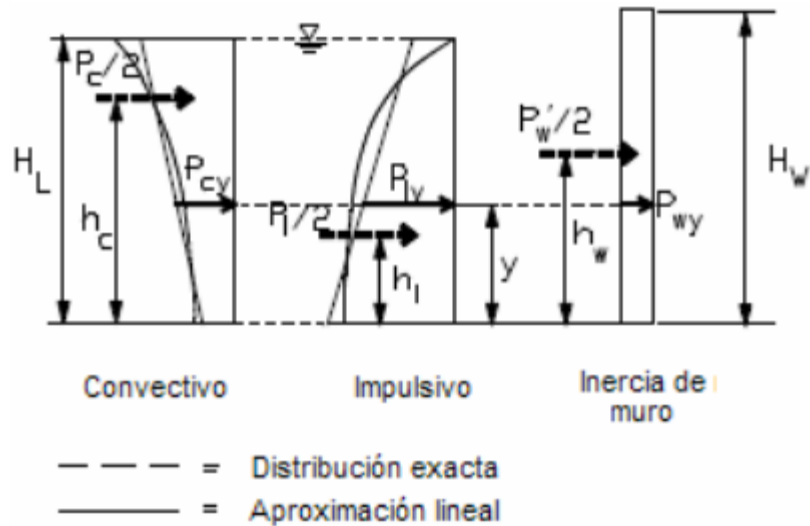
**y** = Altura del líquido donde la pared está siendo analizada, m.

**P<sub>y</sub>** = Fuerza horizontal combinada (de los componentes impulsivos y convectivos del líquido almacenado; inercia de las paredes; presión hidrostática por la aceleración vertical), a una altura **y** por sobre la base del tanque, (t/m).

Para distribuir las presiones hidrodinámicas para toda el área de la pared:

$$p_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi R} \quad p_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi R} \cos \theta$$

$$p_{cy} = \frac{16 P_{cy}}{9 \pi R} \cos \theta \quad p_{vy} = \frac{\ddot{u}_v q_{hy}}{D}$$



**Figura 33** Distribución de fuerzas laterales impulsiva, convectiva y de inercia por unidad de altura de tanques circulares.  
 (Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 26)

Las fuerzas hidrodinámicas del anillo en las paredes circulares correspondientes a cualquier nivel del líquido en estudio, y, sobre la base del tanque serán determinadas por las siguientes ecuaciones:

$$P_y = \sqrt{(P_{iy} + P_{wy})^2 + P_{cy}^2 + P_{vy}^2} \quad \text{ACI 350.3-06 (6-1)}$$

Y el esfuerzo en el anillo:

$$\sigma_y = \frac{P_y}{12 tw} \quad \text{ACI 350.3-06 (6-2)}$$

#### 2.5.4 Borde Libre

El borde libre se lo debe dimensionar para prevenir la máxima oscilación de oleaje (**dmax**), que se produce por una aceleración horizontal sísmica. Dicha aceleración provoca que el fluido empiece a batirse (chapoteo). Es necesario calcular este borde libre en líquidos que no deban derramarse como desechos tóxicos.

- Para tanques rectangulares

$$d_{max} = \left(\frac{L}{2}\right) C_c I \quad \text{ACI 350.3-06 (7-1)}$$

- Para tanques circulares

$$d_{max} = \left(\frac{D}{2}\right) C_c I \quad \text{ACI 350.3-06 (7-1)}$$

Donde:

**dmax** = Borde libre calculado, m.

**Cc** = Coeficiente convectivo.

**I** = Factor de importancia del tanque.

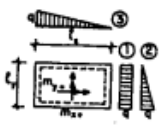
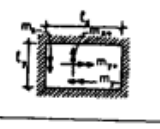
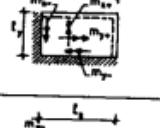
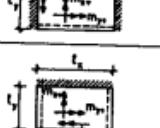
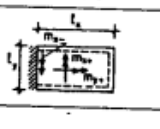
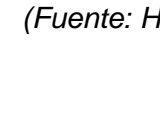

La norma ACI 350.3-06 indica que las paredes del tanque rectangular se la diseñan como losas, las cuales están sometidas a cargas hidrostáticas e hidrodinámicas distribuidas en toda el área de las paredes; los esfuerzo de diseño en las paredes son de corte y momento. Para el análisis de las paredes usaremos tablas para obtener los esfuerzos.

## 2.6 ANÁLISIS Y DISEÑO DE TANQUES RECTANGULARES DE HORMIGÓN

### 2.6.1 Análisis de las Paredes y la Tapa de un Tanque Rectangular

Las cargas actuantes en las placas deben en la totalidad de la misma, dentro de las tablas encontramos coeficientes para distintos tipos de condiciones de borde; para el análisis tanto de la pared como de la tapa del tanque usaremos los coeficientes con los bordes empotrados, ver Tabla 8 y Tabla 9.

**Tabla 8** Tabla de coeficientes para el cálculo de esfuerzos en placas rectangulares apoyadas.

	$l_1/l_2$	CARGA UNIFORME ①					
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_1^4 / Eh^3$	119	102	85	71	58	48
	$m_{yx} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	99	86	73	61	51	42
	$m_{xy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	32	37	40	42	43	42
	$m_{yy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	30	28	25	22	18	15
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_1^4 / Eh^3$	41	38	34	29	25	21
	$m_{yx} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	10	13	17	18	20	21
	$m_{xy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	84	80	74	67	59	52
	$m_{yy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	58	58	58	57	55	52
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_1^4 / Eh^3$	55	49	43	36	30	25
	$m_{yx} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	57	52	45	39	33	27
	$m_{xy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	16	20	24	26	27	27
	$m_{yy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	119	111	101	91	80	70
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_1^4 / Eh^3$	82	82	80	78	74	70
	$m_{yx} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	99	76	57	42	31	23
	$m_{xy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	84	65	49	37	27	20
	$m_{yy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	36	38	39	37	34	31
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_1^4 / Eh^3$	119	111	102	91	80	70
	$m_{yx} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	30	30	29	28	25	23
	$m_{xy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	42	41	39	37	34	31
	$m_{yy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	8	10	13	16	18	20
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_1^4 / Eh^3$	84	83	82	78	74	70
	$m_{yx} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	109	88	70	55	42	33
	$m_{xy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	91	75	60	48	37	30
	$m_{yy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$	34	38	40	39	38	36
	$w = 0.001 \cdot q \cdot l_1^4 / Eh^3$	122	117	110	102	93	84
	$m_{yx} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$						
	$m_{xy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$						
	$m_{yy} = 0.001 \cdot q \cdot l_1^2$						

(Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya, 2001: 548)

**Tabla 9** Continuación tabla de coeficientes para el cálculo de esfuerzos en placas rectangulares apoyadas.

CARGA TRIANGULAR ②						CARGA TRIANGULAR ③					
0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
59	51	43	35	29	24	64	53	44	36	30	24
51	45	39	34	29	24	54	45	38	31	26	22
16	19	20	21	22	22	28	28	28	27	26	24
15	14	13	11	9	8	16		13	11	10	8
21	19	17	16	14	12	24	21	18	15	13	11
8	8	9	10	10	11	13	13	12	12	12	12
50	48	45	41	37	33	50	47	42	36	32	27
30	30	30	29	29	27	45	43	41	39	36	33
26	23	20	17	15	12	28	25	22	18	14	12
27	24	21	18	14	12	30	27	23	19	15	12
8	9	10	11	11	12	13	13	13	13	13	12
64	60	57	52	47	42	65	57	50	44	37	33
37	37	37	36	34	33	62	58	54	50	46	42
50	38	28	21	16	12	50	38	28	21	16	12
45	36	28	23	19	15	43	33	25	19	14	11
18	20	20	19	18	17	23	22	22	21	19	16
62	57	53	48	43	38	84	75	68	58	51	44
16	15	14	14	13	12	20	17	16	15	14	12
22	21	20	19	18	16	26	25	23	21	19	17
7	8	9	10	10	11	12	14	15	16	16	15
52	51	50	48	46	44	58	52	48	44	41	38
						52	42	33	26	20	15
						45	37	29	23	18	14
						24	23	22	20	19	18
						84	77	69	62	55	50

(Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya ,2001: 549)

Para obtener los esfuerzos en las paredes los calculamos con las siguientes expresiones:

$$m = \frac{B}{L}$$

$$M_{corta} + = 0,001 w B^2 Coef$$

$$M_{corta} - = 0,001 w B^2 Coef$$

$$M_{larga} + = 0,001 w B^2 Coef$$

$$M_{larga} - = 0,001 w B^2 Coef$$

Donde:

**m** = Relación entre el ancho y la longitud del tanque, para determinar los coeficientes de los esfuerzos.



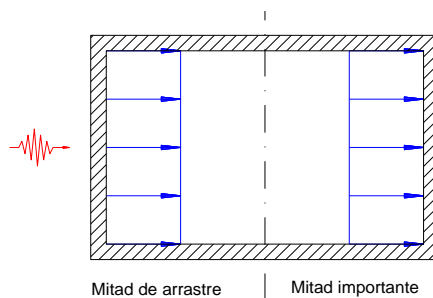
$w$  = Carga rectangular o triangular distribuida en toda el área de la placa, (t/m).

$B$  = Ancho de la placa rectangular, (m).

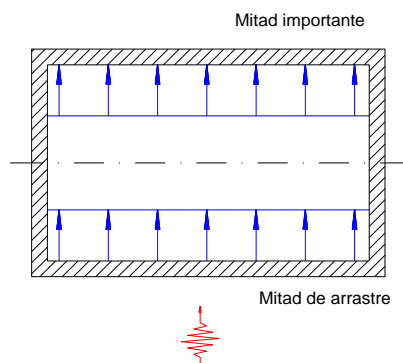
$Coe\dot{f}$  = Coeficiente del esfuerzo de acuerdo a  $m$  y la carga distribuida.

La ACI 350.3-06 indica que las fuerzas dinámicas se sumen con las estáticas, en las paredes perpendiculares a la dirección del sismo ubicadas en la mitad importante; mientras que las fuerzas dinámicas se resten de las estáticas, en las paredes perpendiculares a la dirección del sismo ubicadas en la mitad de arrastre.

Esta combinación de fuerzas dinámicas y estáticas se debe al movimiento del líquido almacenado, que se mueve en dirección del sismo y choca con la segunda pared perpendicular en la mitad de importancia, mientras que genera arrastre en la primera pared que entra en contacto con el sismo como se indica en la Figura 34 y Figura 35.



**Figura 34** Distribución de presiones hidrodinámicas en dirección Y en las paredes del tanque rectangular.  
(Fuente: ACI 350.3-06, 2006: 23)



**Figura 35** Distribución de presiones hidrodinámicas en dirección X en las paredes del tanque rectangular.  
(Fuente: Elaboración propia)

Donde  $W$  es la carga distribuida en la tapa es:

$$W_{tapa} = Fc_{viva} W_v + Fc_{muerta} h_{losa} \gamma_c + Fc_{granizo} W_{granizo}$$

Donde:

$W_{tapa}$  = Carga uniformemente distribuida en la tapa, t/m2.

$W_v$  = Carga viva en la tapa, t/m2.

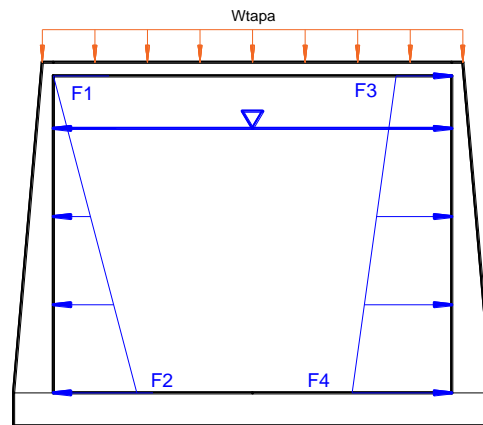
$h_{losa}$  = Espesor de la losa, m.

$\gamma_c$  = Peso específico del hormigón armado, t/m3.

$W_{granizo}$  = Carga por granizo, t/m2.

En las paredes del tanque, la carga distribuida **W** es:

- Paredes paralelas a la dirección del sismo



**Figura 36** Fuerzas aplicadas en la dirección del sismo.  
(Fuente: Elaboración propia)

Las fuerzas en la mitad equivalen a la sumatoria de las cargas dinámicas más las cargas estáticas:

$$F1 = Fc_{muerta} P_{Hidrodinámica Tapa}$$

$$F2 = Fc_{muerta} P_{Hidrostática Base} - Fc_{sismo} P_{Hidrodinámica Base}$$

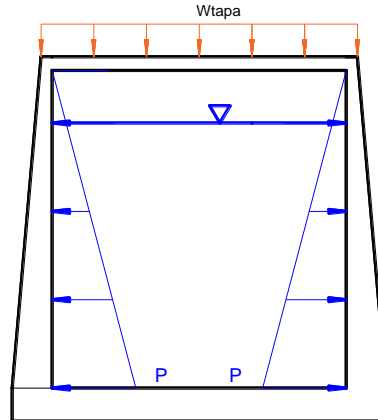
Las fuerzas en la mitad de importancia son:

$$F3 = Fc_{muerta} P_{Hidrodinámica Tapa} + Fc_{sismo} P_{Hidrodinámica tapa}$$

$$F4 = Fc_{viva} P_{Hidrostática Base} + Fc_{sismo} P_{Hidrodinámica Base}$$

- Paredes perpendiculares a la dirección del sismo

Tienen una afectación mínima las cargas dinámicas sobre las estáticas, por lo tanto se sigue aplicando la presión hidrostática **P**.



**Figura 37** Fuerzas aplicadas en la dirección perpendicular del sismo.  
(Fuente: Elaboración propia)

Para obtener el corte en los bordes de las paredes del tanque se multiplica el área por la carga distribuida.

$$V_{sup} = A1 W_{SUP}$$

$$V_{inf} = A1 W_{INF}$$

$$V_{lat} = A2 W_{LAT}$$

Donde:

$V_{sup}$  = Corte en la parte superior del tanque, t.

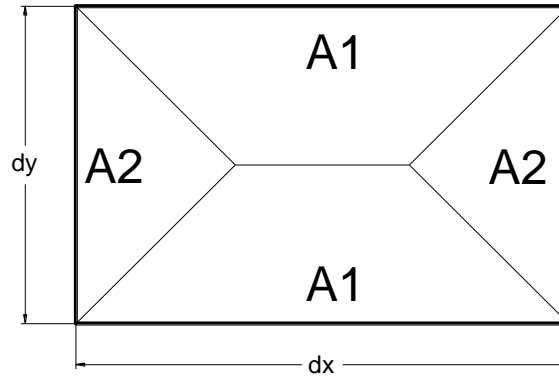
$V_{inf}$  = Corte en la parte superior del tanque, t.

$V_{lat}$  = Corte en los extremos del tanque, t.

$A1$  = Área cooperante superior e inferior, m<sup>2</sup>.

$A2$  = Área cooperante de los extremos del tanque, m<sup>2</sup>.

Para calcular las áreas cooperantes de la losa como se muestra en la Figura 38, se usa las siguientes formulas:



**Figura 38** Distribución de las áreas cooperantes de una losa.  
(Fuente: Elaboración propia)

Si  $d_y > d_x$ :

$$A1 = \frac{d_y^2}{4}$$

$$A2 = \frac{2 d_x d_y - d_x^2}{4}$$

Si  $d_y = d_x$ :

$$A1 = A2 = \frac{d_y^2}{4}$$

Si  $d_x > d_y$

$$A1 = \frac{d_x^2}{4}$$

$$A2 = \frac{2 d_x d_y - d_y^2}{4}$$

Para obtener la carga distribuida en la pared, se calcula con el promedio de las cargas actuantes en el área de estudio debido a que la carga actuante en las paredes es trapezoidal, ver Tabla 36.

- Carga distribuida para A1 superior  $W_{sup}$ .- Es igual al promedio entre la presión en la parte superior (**F3** o **F1**) y la presión actuante a una altura  $dy/2$  de la pared:

$$W_{sup} = \frac{F3 + (F_{inf} + F_{sup})/2}{2}$$

- Carga distribuida para A1 inferior  $W_{Inf}$ .- Es igual al promedio entre la presión en la parte inferior (**F2** o **F4**) y la presión actuante a una altura  $dy/2$  de la pared:

$$W_{Inf} = \frac{F_{inf} + (F_{inf} + F_{sup})/2}{2}$$

- Carga distribuida para A2 lateral.- Es igual al promedio entre la presión en la parte superior (**F3** o **F1**) y la presión en la parte inferior (**F2** o **F4**) de la pared:

$$W_{lat} = \frac{(F_{inf} + F_{sup})}{2}$$

Donde:

$d_y$  = Dimensión corta de la placa, m.

$d_x$  = Dimensión larga de la placa, m.

$F_{inf}$  = Fuerza distribuida inferior puede ser F1 o F3, t/m.

$F_{sup}$  = Fuerza distribuida superior puede ser F2 o F4, t/m.

### 2.6.2 Diseño de la Tapa del Tanque

Con el corte y momento máximo obtenidos en el análisis calculamos el espesor de la tapa y el acero de refuerzo.

El espesor de la tapa del tanque, se calcula con las siguientes expresiones:

- Debido al corte

El corte máximo lo obtenemos en los extremos, para calcular el peralte igualamos las dos expresiones y despejamos el peralte  $d$ .

$$\begin{aligned}\phi V_n &\geq V_u \\ \phi V_n &= \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_{Est} d \\ t_{calc} &= d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}\end{aligned}$$

- Debido al momento

Obtenemos los momentos máximos negativos en los extremos en ambas direcciones; con el momento máximo calculamos el peralte necesario:

$$\begin{aligned}d &= \sqrt{\frac{Mu}{\mu f'c b_{Est}}} \\ t_{calc} &= d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}\end{aligned}$$

Donde:

$\phi = 0,75$ , Coeficiente de reducción de resistencia a corte.

$V_n$  = Corte nominal o corte máximo, t.

$V_u$  = Corte mayorado ultimo obtenido del análisis, t.

$d$  = Peralte m.

$M_u$  = Momento mayorado ultimo obtenido del análisis, t m.

$f'_c$  = Resistencia del hormigón a compresión, kg/cm<sup>2</sup>.

$b_{Est}$  = Ancho en estudio perpendicular a la longitud de análisis, t.

$\mu = 0.1448$ , factor que asegura la ductilidad del elemento flejado.

$rec$  = Recubrimiento de la varilla, cm.

$\phi_{var}$  = Diámetro de la varilla, mm.

Diseño del acero de refuerzo de la tapa del tanque lo calculamos con las siguientes formulas:

- Acero de refuerzo por solicitud del momento mayorado ultimo **Mu**

$$As = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

- Acero de refuerzo mínimo

$$As_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$As_{min} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

- Acero de refuerzo máximo

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Donde:

$As$  = Área de acero de refuerzo, cm<sup>2</sup>.

$As_{min}$  = Área de acero mínimo, cm<sup>2</sup>.

$\phi = 0,9$ , Coeficiente de reducción de resistencia a momento.

$M_u$  = Momento mayorado ultimo obtenido del análisis, t m.

$f'c$  = Resistencia del hormigón a compresión, kg/cm<sup>2</sup>.

$b_{Est}$  = Ancho en estudio perpendicular a la longitud de análisis, t.

$d$  = Peralte de la losa, m.

$fy$  = Esfuerzo de fluencia del acero, kg/cm<sup>2</sup>.

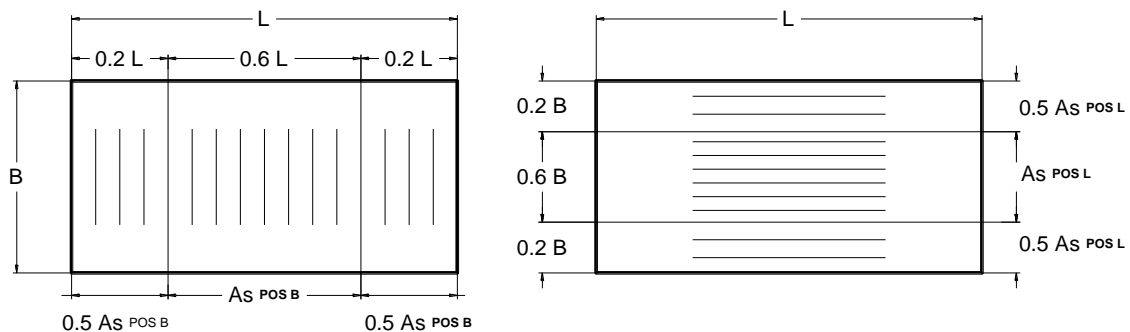
$\rho_{temp}$  = Cuantía mínima de acero por temperatura.

$\rho_{max}$  = Cuantía máxima de acero.

$\rho_b$  = Cuantía de acero que produce deformaciones unitarias balanceadas.

$\beta_1$  = 0,85, factor que relacione la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

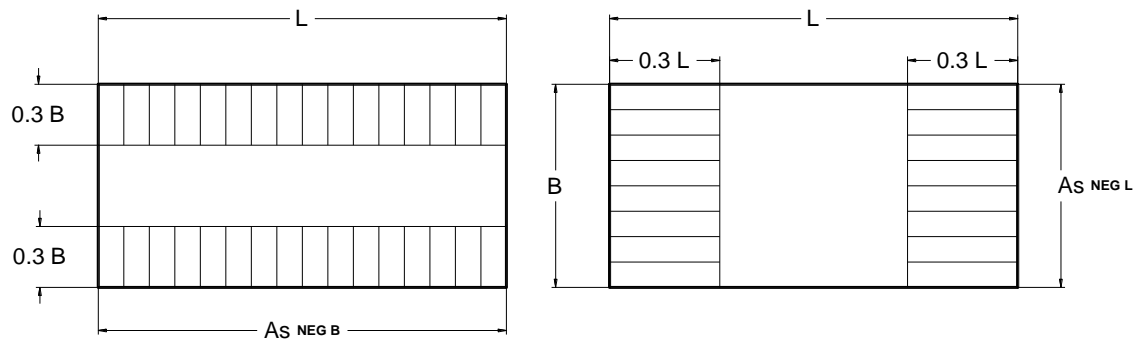
El acero de refuerzo positivo en la dirección **B** ( $As_{pos B}$ ) se distribuye en una distancia de  $0.6L$  en el centro de la tapa, mientras que en la longitud restante  $0.4L$  se coloca la mitad del acero de refuerzo  $0.5As_{pos B}$ . De la misma manera se distribuye el acero de refuerzo en la dirección **L**, se coloca el acero de refuerzo en la dirección **L** ( $As_{pos L}$ ) en una distancia de  $0.6B$  en el centro de la tapa, mientras que el resto del ancho  $0.4B$  se coloca  $0.5As_{pos B}$ ; como se muestra en la Figura 39. (Hormigón Armado, Jiménez Montoya ,2001: 555)



**Figura 39** Distribución del acero de refuerzo positivo en la tapa del tanque rectangular de hormigón.

(Fuente: Elaboración propia)

El acero de refuerzo negativo en la dirección **B** ( $As_{neg B}$ ) se distribuye en toda la sección de la tapa con una longitud equivalente a  $0.30B$ , de la misma forma se distribuye el acero negativo en la dirección **L**, como se muestra en la Figura 40. (Hormigón Armado, Jiménez Montoya ,2001: 555)



**Figura 40** Distribución del acero de refuerzo negativo en la tapa del tanque rectangular de hormigón.  
(Fuente: Elaboración propia)

### 2.6.3 Diseño de las Paredes del Tanque

El espesor de las paredes del tanque puede ser uniformes o no uniformes, por ello el espesor de las paredes se calcula en la parte superior y en el fondo del tanque.

Obtenemos el corte y momento máximo en la parte superior e inferior de las paredes y calculamos el espesor de las paredes con las siguientes formulas:

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}$$

- Debido al corte

Iguualamos las dos expresiones y despejamos el peralte **d**

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_{Est} d$$

- Debido al momento

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'c b_{Est}}}$$

Con los momentos máximos negativos en los extremos y los momentos máximos positivos en el centro de la losa, calculamos el acero de refuerzo con las formulas siguientes:

- Acero de refuerzo por sollicitación del momento mayorado ultimo **Mu**

$$As = 0.85 \frac{f'c}{fy} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'c}} \right]$$

- Acero de refuerzo mínimo



$$A_{S_{min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c} b_{Est} d}{f_y}$$

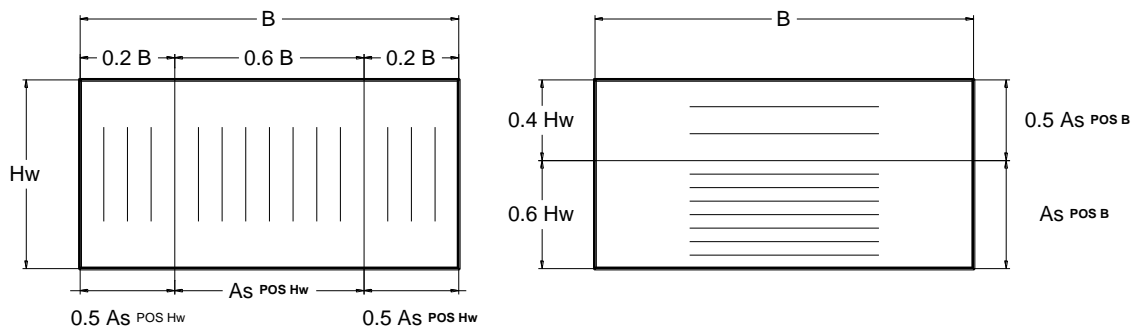
$$A_{S_{min}} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

- Acero de refuerzo máximo

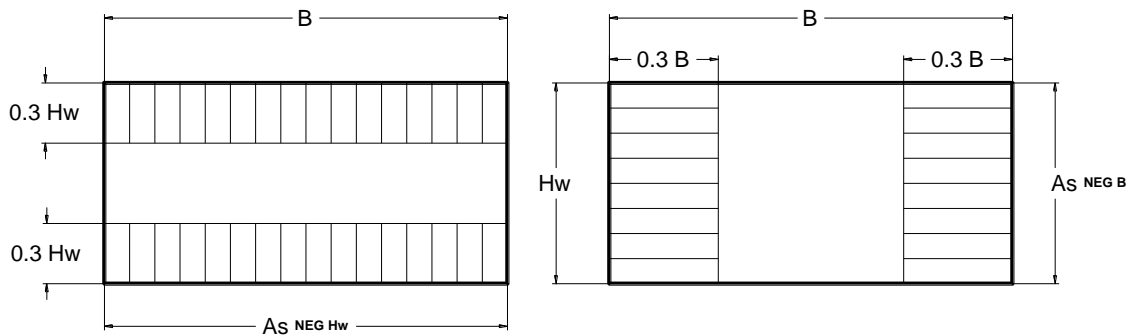
$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

El acero de refuerzo positivo en la dirección **Hw** ( $A_{s_{neg Hw}}$ ), se distribuye en una longitud **0.6B** en el centro de la pared; mientras que el acero de refuerzo positivo en la dirección **B** ( $A_{s_{neg B}}$ ), se coloca en una longitud de **0.6Hw** desde el fondo del tanque hacia arriba, debido a que los mayores momentos positivos generados por la presión del agua (carga triangular) se ubican a **2/3Hw**, como se muestra en la Figura 41.



**Figura 41** Distribución del acero de refuerzo positivo en las paredes del tanque rectangular de hormigón.  
(Fuente: Elaboración propia)

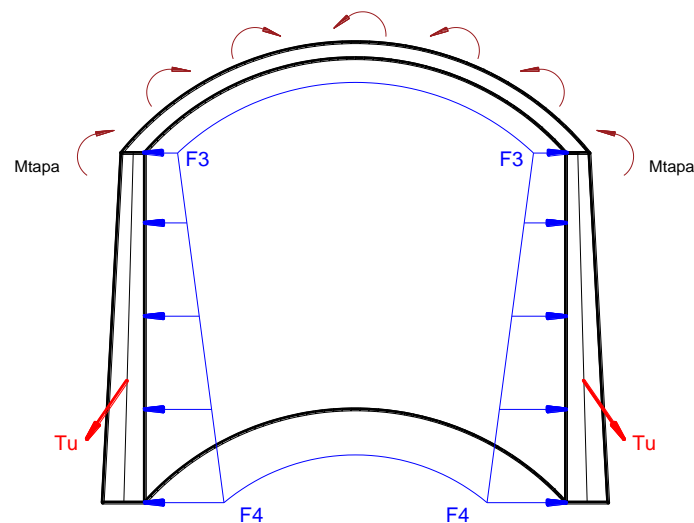
El acero de refuerzo negativo en la dirección **B** ( $A_{s_{neg B}}$ ) se distribuye en toda la sección de la tapa con una longitud equivalente a **0.30B**, de la misma forma se distribuye el acero negativo en la dirección **Hw**, como se muestra en la Figura 42. (Hormigón Armado, Jiménez Montoya ,2001: 555)



**Figura 42** Distribución del acero de refuerzo negativo en las paredes del tanque rectangular de hormigón.  
(Fuente: Elaboración propia)

## 2.7 ANÁLISIS Y DISEÑO DE TANQUES CIRCULARES DE HORMIGÓN ARMADO

Las paredes circulares además de los esfuerzos de corte y momento presenta esfuerzos de tracción, debido a su forma circular, las fuerzas actuantes (momento y cargas distribuidas) en las paredes genera tracción en la sección transversal del tanque, como se muestra en la Figura 43.



**Figura 43** Esfuerzo de traccion en las paredes del tanque.  
(Fuente: Elaboración propia)

### 2.7.1 Análisis de las Paredes y la Tapa del Tanque

El análisis de los esfuerzos los encontraremos por medio de tablas de coeficientes de acuerdo a la publicación “Tanques circulares sin refuerzo” publicado por la Portland Cement Association (PCA).

En el diseño de las paredes, se determina el momento aplicado en la parte superior debido a la tapa del tanque por medio de las formulas siguientes:

$$M_{tapa\ act} = Coef_1 W_{tapa} \left(\frac{D}{2}\right)^2$$

$$t_{w\ rel} = Coef_2 t_w^3 / H$$

$$t_{ta\ rel} = 0,104 t_w^3 / H$$

$$C_w = \frac{t_{w\ rel}}{t_{w\ rel} + t_{ta\ rel}}$$

$$C_{ta} = \frac{t_{ta\ rel}}{t_{w\ rel} + t_{ta\ rel}}$$

$$M_{w\ tapa} = C_w M_{tapa\ act}$$

$$M_{u\ ta} = C_{ta} M_{tapa\ act}$$

Donde:

**$M_{tapa\ act}$**  = Momento de borde de la tapa del tanque, tm/m.

**$Coef_1$**  = Coeficiente para el cálculo del momento de la tapa obtenido de la Tabla 10 a una distancia 1R.

**$t_{w\ rel}$**  = Espesor relativo de las paredes del tanque para la transferencia del momento de la tapa, m.

**$Coef_2$**  = Coeficiente para obtener el espesor relativo de las paredes del tanque circular, obtenido de la Tabla 11.

**$t_w$**  = Espesor promedio de la pared del tanque circular, m.

**$H$**  = Altura de las paredes del tanque, m.

**$t_{ta\ rel}$**  = Espesor relativo de la tapa del tanque para la transferencia del momento de la tapa, m.

**$C_w$**  = Coeficiente de transferencia de momento de la tapa a la pared del tanque.

**$C_{ta}$**  = Coeficiente de transferencia de momento de la tapa del tanque.

**$M_{w\ tapa}$**  = Momento superior de la pared debido a la tapa del tanque, tm/m.

**Tabla 10 Momento en una losa circular sin soporte.**

TABLA A14 - MOMENTO EN UNA LOSA CIRCULAR SIN SOPORTE. Circular concrete tank: PAG A10										
DISTANCIA										
0,00 R	0,10 R	0,20 R	0,30 R	0,40 R	0,50 R	0,60 R	0,70 R	0,80 R	0,90 R	1,00 R
MOMENTO RADIAL Mr										
0,0750	0,0730	0,0670	0,0570	0,0430	0,0250	0,0030	-0,0230	-0,0530	-0,0870	-0,1250
MOMENTO TANGENCIAL Mt										
0,0750	0,0740	0,0710	0,0660	0,0590	0,0500	0,0390	0,0260	0,0110	-0,0060	-0,0250

(Fuente: Circular concrete tank: A10)

**Tabla 11 Espesor relativo de paredes cilíndricas.**

TABLA A15 - ESPESOR RELATIVO DE PAREDES CILINDRICAS. Circular concrete tank: PAG A10			
H2/Dt	CARGA TRIANGULA	H2/Dt	CARGA TRIANGULA
0,40	0,139	10,00	1,010
0,80	0,270	12,00	1,108
1,20	0,345	14,00	1,198
1,60	0,399	16,00	1,281
2,00	0,445	20,00	1,430
3,00	0,548	24,00	1,566
4,00	0,635	32,00	1,810
5,00	0,713	40,00	2,025
6,00	0,783	48,00	2,220
8,00	0,903	56,00	2,400

(Fuente: Circular concrete tank: A10)

Para obtener la tensión en las paredes del tanque debido a las cargas de la Figura 43, utilizamos las formulas siguientes:

$$Tu = (Wu_1 H \frac{D}{2} Coef_1 + Wu_2 \frac{D}{2} Coef_2) + Coef_3 M_{tapa} R / H^2$$

$$\frac{H^2}{D tw}$$

$$Wu_1 = (F4-F3)/H_L$$

$$Wu_2 = F3$$

Donde:

**Tu** = Tensión ultima en las paredes del tanque cilíndrico, t.

**Wu<sub>1</sub>** = Carga triangular distribuida en toda la pared del tanque, t/m.

$Coef_1$  = Coeficiente para obtener la tensión en la pared del tanque debido a una carga triangular, obtenido de la Tabla 12.

$Wu_2$  = Carga rectangular distribuida en toda la pared del tanque, t/m.

$Coef_2$  = Coeficiente para obtener la tensión en la pared del tanque debido a una carga rectangular, obtenido de la Tabla 13.

$Coef_3$  = Coeficiente para obtener la tensión en la pared del tanque debido al momento por la tapa del tanque, obtenido de la Tabla 13.

**Tabla 12 Tensión debido a una carga triangular.**

TABLA A1. TENSION CARGA TRIANGULAR. Circular concrete tank: PAG A2										
H2/Dt	0 H	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H
0,4	0,149	0,134	0,120	0,101	0,082	0,066	0,049	0,029	0,014	0,004
0,8	0,263	0,239	0,215	0,190	0,160	0,130	0,096	0,063	0,034	0,010
1,2	0,283	0,271	0,254	0,234	0,209	0,180	0,142	0,099	0,064	0,016
1,6	0,265	0,268	0,268	0,266	0,250	0,226	0,185	0,134	0,075	0,023
2	0,234	0,251	0,273	0,285	0,285	0,274	0,232	0,172	0,104	0,031
3	0,134	0,203	0,267	0,322	0,357	0,362	0,330	0,262	0,157	0,052
4	0,067	0,164	0,256	0,339	0,403	0,429	0,409	0,334	0,210	0,073
5	0,025	0,137	0,245	0,346	0,428	0,477	0,469	0,398	0,259	0,092
6	0,018	0,119	0,234	0,344	0,441	0,504	0,514	0,447	0,301	0,112
8	-0,011	0,104	0,218	0,335	0,443	0,534	0,575	0,530	0,381	0,151
10	-0,011	0,098	0,208	0,323	0,437	0,542	0,608	0,589	0,440	0,179
12	-0,005	0,097	0,202	0,312	0,429	0,543	0,628	0,633	0,494	0,211
14	-0,002	0,098	0,200	0,306	0,420	0,539	0,639	0,666	0,541	0,241
16	0,000	0,099	0,199	0,304	0,412	0,531	0,641	0,687	0,582	0,265

TABLA A1. TENSION CARGA TRIANGULAR. Circular concrete tank: PAG A2					
H2/Dt	0,75 H	0,8 H	0,85 H	0,9 H	0,95 H
20	0,716	0,654	0,520	0,325	0,115
24	0,746	0,702	0,577	0,372	0,137
32	0,782	0,768	0,663	0,459	0,182
40	0,800	0,805	0,731	0,530	0,217
48	0,791	0,828	0,785	0,593	0,254
56	0,763	0,838	0,824	0,636	0,285

(Fuente: Circular concrete tank: A2)

**Tabla 13 Tensión debido a una carga rectangular.**

TABLA A3. TENSION CARGA RECTANGULAR. Circular concrete tank: PAG A3										
H2/Dt	0 H	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H
0,4	0,582	0,505	0,431	0,353	0,277	0,206	0,145	0,092	0,046	0,013
0,8	1,052	0,921	0,796	0,669	0,542	0,415	0,289	0,179	0,089	0,024
1,2	1,218	1,078	0,946	0,808	0,665	0,519	0,378	0,246	0,127	0,034
1,6	1,257	1,141	1,009	0,881	0,742	0,600	0,449	0,295	0,153	0,045
2	1,253	1,144	1,041	0,929	0,806	0,667	0,514	0,345	0,186	0,055
3	1,160	1,112	1,061	0,998	0,912	0,796	0,646	0,459	0,258	0,081
4	1,085	1,073	1,057	1,029	0,977	0,887	0,746	0,553	0,322	0,105
5	1,037	1,044	1,047	1,042	1,015	0,949	0,825	0,629	0,379	0,128
6	1,010	1,024	1,036	1,045	1,034	0,986	0,879	0,694	0,430	0,149
8	0,989	1,005	1,022	1,036	1,044	1,026	0,953	0,788	0,519	0,189
10	0,989	0,998	1,010	1,023	1,039	1,040	0,996	0,859	0,591	0,226
12	0,994	0,997	1,003	1,014	1,031	1,043	1,022	0,911	0,652	0,262
14	0,997	0,996	1,000	1,007	1,022	1,040	1,035	0,949	0,705	0,294
16	1	0,999	0,999	1,003	1,015	1,032	1,04	0,975	0,75	0,321

TABLA A3. TENSION CARGA RECTANGULAR. Circular concrete tank: PAG A3					
H <sub>2</sub> /D <sub>t</sub>	0,75 H	0,8 H	0,85 H	0,9 H	0,95 H
20	0,949	0,825	0,629	0,379	0,128
24	0,986	0,879	0,694	0,430	0,149
32	1,026	0,953	0,788	0,519	0,189
40	1,040	0,996	0,859	0,591	0,226
48	1,043	1,022	0,911	0,652	0,262
56	1,040	1,035	0,949	0,705	0,294

(Fuente: Circular concrete tank: A3)

**Tabla 14 Tensión debido al momento de la tapa.**

TABLA A10. TENSION DEBIDO AL MOMENTO DE LA TAPA. Circular concrete tank: PAG A8										
H <sub>2</sub> /D <sub>t</sub>	0 H	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H
0,4	2,700	2,500	2,300	2,120	1,910	1,690	1,410	1,130	0,800	0,440
0,8	2,020	2,060	2,100	2,140	2,100	2,020	1,950	1,750	1,390	0,800
1,2	1,060	1,420	1,790	2,030	2,460	2,650	2,800	2,600	2,220	1,370
1,6	0,120	0,790	1,430	2,040	2,720	3,250	3,580	3,590	3,130	2,010
2	-0,680	0,220	1,100	2,020	2,900	3,690	4,300	4,540	4,080	2,750
3	-1,780	-0,710	0,430	1,600	2,950	4,290	5,660	6,580	6,550	4,730
4	-1,870	-1,000	-0,080	1,040	2,470	4,310	6,340	8,190	8,820	6,810
5	-1,540	-1,030	-0,420	0,450	1,860	3,930	6,600	9,410	11,030	9,020
6	-1,040	-0,860	-0,590	-0,050	1,210	3,340	6,540	10,280	13,080	11,410
8	-0,240	-0,530	-0,730	-0,067	-0,020	2,050	5,870	11,320	16,520	16,060
10	0,210	-0,230	-0,640	-0,940	-0,730	0,820	4,790	11,630	19,480	20,870
12	0,320	-0,050	-0,460	-0,960	-1,150	-0,180	3,520	11,270	21,800	25,730
14	0,260	0,040	-0,280	-0,760	-1,290	-0,870	2,290	10,550	23,500	30,340
16	0,22	0,07	-0,08	-0,64	-1,28	-1,3	1,12	9,67	24,53	34,65

TABLA A10. TENSION DEBIDO AL MOMENTO DE LA TAPA. Circular concrete tank: PAG A8					
H <sub>2</sub> /D <sub>t</sub>	0,75 H	0,8 H	0,85 H	0,9 H	0,95 H
20	15,300	25,900	36,900	43,300	35,300
24	13,200	25,900	40,700	51,800	45,300
32	8,100	23,200	45,900	65,400	63,600
40	3,280	19,200	46,500	77,900	83,500
48	-0,700	14,100	45,100	87,200	103,000
56	-3,400	9,200	42,200	94,000	121,000

(Fuente: Circular concrete tank: A8)

Para calcular el momento flectante en las paredes del tanque usamos las expresiones siguientes:

$$M_u = W u_1 H^3 Coef_1 + W u_2 H^2 Coef_2 + Coef_3 M_{tapa}$$

Donde:

**$M_u$**  = Momento último en las paredes del tanque cilíndrico, tm/m.

**$Coef_1$**  = Coeficiente para obtener el momento actuante en la pared del tanque debido a una carga triangular, obtenido de la Tabla 15.

**$Coef_2$**  = Coeficiente para obtener el momento actuante en la pared del tanque debido a una carga rectangular, obtenido de la Tabla 16.

$Coef_3$  = Coeficiente para obtener el momento actuante en la pared del tanque debido a la tapa del tanque, obtenido de la Tabla 17.

**Tabla 15** Momento en las paredes debido a una carga triangular.

TABLA A2. MOMENTO CARGA TRIANGULAR. Circular concrete tank: PAG A2										
H2/Dt	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	1 H
0,4	0,0005	0,0014	0,0021	0,0007	-0,0042	-0,0150	-0,0302	-0,0529	-0,0816	-0,1205
0,8	0,0011	0,0037	0,0063	0,0080	0,0070	0,0023	-0,0068	-0,0224	-0,0465	-0,0795
1,2	0,0012	0,0042	0,0077	0,0103	0,0112	0,0090	0,0022	-0,0108	-0,0311	-0,0602
1,6	0,0011	0,0041	0,0075	0,0107	0,0121	0,0111	0,0058	-0,0051	-0,0232	-0,0505
2	0,0010	0,0035	0,0068	0,0099	0,0120	0,0115	0,0075	-0,0021	-0,0185	-0,0436
3	0,0006	0,0024	0,0047	0,0071	0,0090	0,0097	0,0077	0,0012	-0,0119	-0,0333
4	0,0003	0,0015	0,0028	0,0047	0,0066	0,0077	0,0069	0,0023	-0,0080	-0,0268
5	0,0002	0,0008	0,0018	0,0029	0,0046	0,0059	0,0059	0,0028	-0,0058	-0,0222
6	0,0001	0,0003	0,0008	0,0019	0,0032	0,0046	0,0051	0,0029	-0,0041	-0,0187
8	0,0000	0,0001	0,0002	0,0008	0,0016	0,0028	0,0038	0,0029	-0,0022	-0,0146
10	0,0000	0,0000	0,0001	0,0004	0,0007	0,0019	0,0029	0,0028	-0,0012	-0,0122
12	0,0000	0,0000	0,0001	0,0002	0,0003	0,0013	0,0023	0,0026	-0,0005	-0,0104
14	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0008	0,0019	0,0023	-0,0001	-0,0090
16	0,0000	0,0000	-0,0010	-0,0002	-0,0001	0,0004	0,0013	0,0019	0,0001	-0,0079

TABLA A2. MOMENTO CARGA TRIANGULAR. Circular concrete tank: PAG A2					
H2/Dt	0,8 H	0,85 H	0,9 H	0,95 H	1 H
20	0,0015	0,0014	0,0005	-0,0018	-0,0063
24	0,0012	0,0012	0,0007	-0,0013	-0,0053
32	0,0007	0,0009	0,0007	-0,0008	-0,004
40	0,0002	0,0005	0,0006	-0,0005	-0,0032
48	0	0,0001	0,0006	-0,0003	-0,0026
56	0	0	0,0004	-0,0001	-0,0023

(Fuente: Circular concrete tank: A2)

**Tabla 16** Momento en las paredes debido a una carga rectangular.

TABLA A4. MOMENTO CARGA RECTANGULAR. Circular concrete tank: PAG A3										
H2/Dt	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	1 H
0,4	-0,0023	-0,0093	-0,0227	-0,0439	-0,0710	-0,1018	-0,1455	-0,2000	-0,2593	-0,3310
0,8	0,0000	-0,0006	-0,0025	-0,0083	-0,0185	-0,0362	-0,0594	-0,0917	-0,1325	-0,1835
1,2	0,0008	0,0026	0,0037	0,0029	-0,0009	-0,0089	-0,0227	-0,0468	-0,0815	-0,1178
1,6	0,0011	0,0036	0,0062	0,0077	0,0068	0,0011	-0,0093	-0,0267	-0,0529	-0,0876
2	0,0010	0,0036	0,0066	0,0088	0,0089	0,0059	-0,0019	-0,0167	-0,0389	-0,0719
3	0,0007	0,0026	0,0051	0,0074	0,0091	0,0063	0,0042	-0,0053	-0,0223	-0,0483
4	0,0004	0,0015	0,0033	0,0068	0,0068	0,0075	0,0053	-0,0013	-0,0145	-0,0365
5	0,0002	0,0008	0,0019	0,0051	0,0051	0,0061	0,0052	0,0007	-0,0101	-0,0293
6	0,0001	0,0004	0,0011	0,0038	0,0036	0,0049	0,0048	0,0017	-0,0073	-0,0242
8	0,0000	0,0001	0,0003	0,0018	0,0018	0,0031	0,0038	0,0024	-0,0040	-0,0184
10	0,0000	-0,0001	0,0000	0,0009	0,0009	0,0021	0,0030	0,0026	-0,0022	-0,0147
12	0,0000	0,0000	-0,0001	0,0004	0,0004	0,0014	0,0024	0,0022	-0,0012	-0,0123
14	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,0002	0,0010	0,0018	0,0021	-0,0007	-0,0105
16	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0001	0,0001	0,0006	0,0012	0,0020	-0,0005	-0,0091

TABLA A4. MOMENTO CARGA RECTANGULAR. Circular concrete tank: PAG A3					
H2/Dt	0,8 H	0,85 H	0,9 H	0,95 H	1 H
20	0,0016	0,0013	0,0002	-0,0024	-0,0073
24	0,0012	0,0012	0,0004	-0,0018	-0,0061
32	0,0008	0,0009	0,0006	-0,001	-0,0046
40	0,0005	0,0007	0,0007	-0,0005	-0,0037
48	0,0004	0,0006	0,0006	-0,0003	-0,0031
56	0,0002	0,0004	0,0004	-0,0001	-0,0026

(Fuente: Circular concrete tank: A3)

**Tabla 17 Momento debido al momento producido por la tapa.**

TABLA A11. MOMENTO DEBIDO A LA TAPA. Circular concrete tank: PAG A8										
H <sub>2</sub> /Dt	0,1 H	0,2 H	0,3 H	0,4 H	0,5 H	0,6 H	0,7 H	0,8 H	0,9 H	1 H
0,4	0,0130	0,0510	0,1090	0,1960	0,2960	0,4140	0,5470	0,6920	0,8430	1,0000
0,8	0,0090	0,0400	0,0900	0,1640	0,2530	0,3750	0,5030	0,6590	0,8240	1,0000
1,2	0,0060	0,0270	0,0630	0,1250	0,2060	0,3160	0,4540	0,6160	0,8020	1,0000
1,6	0,0030	0,0110	0,0350	0,0780	0,1520	0,2530	0,3930	0,5700	0,7750	1,0000
2	0,0020	-0,0020	0,0120	0,0340	0,0960	0,1930	0,3400	0,5190	0,7480	1,0000
3	-0,0070	-0,0220	-0,0300	-0,0290	0,0100	0,0670	0,2270	0,4260	0,6920	1,0000
4	-0,0080	-0,0260	-0,0440	-0,0510	-0,0340	0,0230	0,1500	0,3540	0,6450	1,0000
5	-0,0070	-0,0240	-0,0450	-0,0610	-0,0570	-0,0150	0,0950	0,2960	0,6060	1,0000
6	-0,0050	-0,0180	-0,0400	-0,0580	-0,0650	-0,0370	0,0570	0,2520	0,5720	1,0000
8	-0,0010	-0,0090	-0,0220	-0,0440	-0,0680	-0,0620	0,0020	0,1780	0,5150	1,0000
10	0,0000	-0,0020	-0,0090	-0,0280	-0,0530	-0,0670	-0,0310	0,1230	0,4670	1,0000
12	0,0000	0,0000	-0,0030	-0,0160	-0,0400	-0,0640	-0,0490	0,0810	0,4240	1,0000
14	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0080	-0,0290	-0,0590	-0,0600	0,0480	0,3870	1,0000
16	0,0000	0,0000	0,0020	-0,0030	-0,0210	-0,0510	-0,0660	0,0250	0,3540	1,0000

TABLA A11. MOMENTO DEBIDO A LA TAPA. Circular concrete tank: PAG A8					
H <sub>2</sub> /Dt	0,8 H	0,85 H	0,9 H	0,95 H	1 H
20	-0,015	0,095	0,296	0,606	1,000
24	-0,037	0,057	0,250	0,572	1,000
32	-0,062	0,002	0,178	0,515	1,000
40	-0,067	-0,031	0,123	0,467	1,000
48	-0,064	-0,049	0,081	0,424	1,000
56	-0,059	-0,060	0,048	0,387	1,000

(Fuente: Circular concrete tank: A8)

Para calcular el corte en la base del tanque:

$$Vu = Coef_1 Wu_1 H^2 + Coef_2 Wu_1 H$$

Donde:

**Vu** = Corte último en la base de las paredes del tanque cilíndrico, t/m.

**Coef<sub>1</sub>** = Coeficiente para obtener el corte en la base de la pared del tanque debido a una carga triangular, obtenido de la **Tabla 18**.

**Coef<sub>2</sub>** = Coeficiente para obtener el corte en la base de la pared del tanque debido a una carga rectangular, obtenido de la Tabla 153.



**Tabla 18** Corte en la base del tanque por cargas triangulares y rectangulares.

TABLA A12. CORTE EN LA BASE DE LAS PAREDES. Circular concrete tank: PAG		
H2/Dt	CARGA TRIANGULA	CARGA RECTANGUL
0,40	0,436	0,755
0,80	0,374	0,552
1,20	0,339	0,460
1,60	0,317	0,407
2,00	0,299	0,370
3,00	0,262	0,310
4,00	0,236	0,271
5,00	0,213	0,243
6,00	0,197	0,222
8,00	0,174	0,193
10,00	0,158	0,172
12,00	0,145	0,158
14,00	0,135	0,147
16,00	0,127	0,137
20,00	0,114	0,122
24,00	0,102	0,111
32,00	0,089	0,096
40,00	0,080	0,086
48,00	0,072	0,079
56,00	0,067	0,074

(Fuente: Circular concrete tank: A9)

Para el análisis de la tapa del tanque calculamos el corte y el momento con las formulas siguientes:

$$Vu = \frac{W_{tapa} R}{2}$$

$$Mr = (Coef_1 + C_{ad}) W_{tapa} R^2$$

$$C_{ad} = \frac{Mu_{ta}}{W_{tapa} + R^2}$$

Donde:

**$Vu$**  = Corte último en la tapa del tanque cilíndrico, t.

**$Coef_1$**  = Coeficiente para obtener el momento en la tapa del tanque, obtenido de la Tabla 10.

$C_{ad}$  = Coeficiente debido a la condición de borde empotrado y debe añadirse al Coef 1.

$Mu_{ta}$  = Momento distribuido a la pared y a la tapa, tm/m.

### 2.7.2 Diseño de la Tapa del Tanque

Para obtener el espesor de la tapa del tanque, lo calculamos con las siguientes expresiones:

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}$$

Igualando las dos expresiones y despejando el peralte **d**

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_{Est} d$$

Diseño del acero de refuerzo de la tapa del tanque lo calculamos con las siguientes formulas:

- Acero de refuerzo por sollicitación del momento mayorado ultimo **Mu**

$$As = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

- Acero de refuerzo mínimo

$$As_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

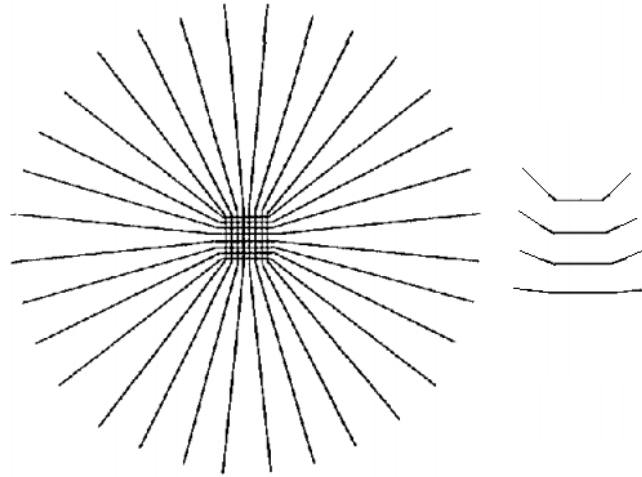
$$As_{min} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

- Acero de refuerzo máximo

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

El acero de refuerzo calculado es por cada metro, y se doblaran las varillas como se indica en la Figura 44.



**Figura 44** Doblado y armado de las varillas de la tapa del tanque circular.  
(Fuente: Circular concrete tank: 20)

### 2.7.3 Diseño de las Paredes del Tanque

El espesor de las paredes del tanque se dimensiona para soportar los esfuerzos de corte, momento y tracción; para obtener el espesor de las paredes en la parte superior e inferior se calcula con las ecuaciones siguientes:

$$t_{sup} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}$$

$$t_{base} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}$$

- Debido a la tracción

Calculamos el espesor de las paredes del tanque en la parte superior con:

$$Ec = 14100 \sqrt{f'c}$$

$$n = \frac{Es}{Ec}$$

$$d_{SUP} = \frac{C Es + fs - n fc}{100 fc fs} Tsup$$

Calculamos el espesor de la pared debido a la tensión máxima, y por geometría encontramos el espesor de la base de la pared.

$$d_{T max} = \frac{C Es + fs - n fc}{100 fc fs} T max$$

Donde:

$Ec$  = Modulo de elasticidad del hormigón, kg/cm<sup>2</sup>.

$f'c$  = Resistencia a la compresión del hormigón, kg/cm<sup>2</sup>.

$n$  = Razón entre el módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del hormigón.

$d_{sup}$  = Peralte de la pared en la parte superior del tanque, m.

$C$  = Deformación de rotura del hormigón igual 0.0003.

$E_c$  = Modulo de elasticidad del acero, kg/cm<sup>2</sup>.

$f_c$  = Resistencia a la tracción del hormigón, igual al 10% de la resistencia a la compresión del hormigón, kg/cm<sup>2</sup>.

$f_s$  = Fuerza de fluencia del acero, fy, kg/cm<sup>2</sup>.

$T_{sup}$  = Tensión en la parte superior de las paredes, t/m.

$T_{max}$  = Tensión máxima en las paredes, t/m.

- Debido al corte

Igualamos las dos expresiones y despejamos el peralte **d**

$$\begin{aligned}\phi V_n &\geq V_u \\ \phi V_n &= \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_{Est} d\end{aligned}$$

- Debido al momento

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c b_{Est}}}$$

El acero de refuerzo se diseña para los esfuerzos de tracción y flexión con las expresiones siguientes:

- Acero de refuerzo por tracción

$$A_s = \frac{T_u}{0.9 f_y}$$

- Acero de refuerzo por sollicitación del momento mayorado ultimo **Mu**

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

- Acero de refuerzo mínimo a flexión

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

- Acero de refuerzo mínimo por temperatura

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

- Acero de refuerzo máximo a flexión

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

## 2.8 DISEÑO SÍSMICO DE TANQUES DE ACERO BAJO LA NORMA API 650

En el análisis sísmico de tanques de acero soldado se aplica la norma API 650 (American Petroleum Institute), en donde especifica los requisitos mínimos, y reglas de diseño de tanques de acero soldado.

La norma está basado en el modelo dinámico de Housner, de similar manera que la ACI 318 donde se emplea una fuerza lateral equivalente a las fuerzas impulsivas y convectivas, que combinadas con las fuerzas laterales del techo y las paredes obtenemos las presiones de contacto, el corte basal y el momento de volteo. (API 650, 2013: E1)

En el anexo E encontramos el diseño sísmico de tanques de almacenamiento, donde se emplea el método ASD (Allowable Stress Design) esfuerzos admisibles de diseño; y no recomienda el uso de combinaciones de carga de otras normas de diseño.

### 2.8.1 Parámetros de Aceleración del Suelo

#### 2.8.1.1 Espectro de Respuesta Elástico

La norma API 650 obtiene el espectro de respuesta en base a la norma ASCE 7, donde la misma especifica que en lugares fuera de Estados Unidos se necesita solamente la máxima aceleración del suelo **S<sub>p</sub>**, que en nuestra norma Ecuatoriana de la Construcción la máxima aceleración del suelo la denominamos como **Z** y en base de esta se calcula el espectro de respuesta de la estructura.

Donde la aceleración de periodos cortos **S<sub>s</sub>** y la aceleración en periodos de 1 s **S<sub>1</sub>** se obtiene de la manera siguiente:

$$S_s = 2.5 S_p$$

$$\text{API 650-2013 (E.4.3-1)}$$

$$S_1 = 1.25 S_p \quad \text{API 650-2013 (E.4.3-2)}$$

Donde:

$S_s$  = Parámetros de la aceleración de periodos cortos.

$S_1$  = Parámetros de la aceleración en 1 segundo.

$S_p$  = Máxima aceleración del suelo es igual a  $Z$  de.

Para obtener las aceleraciones espectrales la API 650 usa las siguientes expresiones:

$$S_{DS} = Q F_a S_s \quad \text{API 650-2013 (E.4.3-1)}$$

$$S_{D1} = Q F_v S_1 \quad \text{API 650-2013 (E.4.3-1)}$$

Donde:

$S_s$  = Parámetros de la aceleración de periodos cortos.

$S_1$  = Parámetros de la aceleración en 1 segundo.

$Q$  = El ASCE 7 q es igual a 2/3.

$F_a$  = Parámetros para ajustar las aceleraciones de periodos cortos al tipo de suelo del sitio, se obtienen de la Tabla 4.

$F_v$  = Parámetros para ajustar las aceleraciones de periodos de 1 segundo al tipo de suelo del sitio, se obtienen de la Tabla 5.

Para obtener el espectro de respuesta elástico hallamos los siguientes periodos:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4.5)}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4.5)}$$

$$T_L = 4 \text{ s} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4.5)}$$

Para armar el espectro de respuesta usamos las expresiones siguientes:

Si  $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{ASCE 7-10 (11.4.5)}$$

Si  $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS}$$

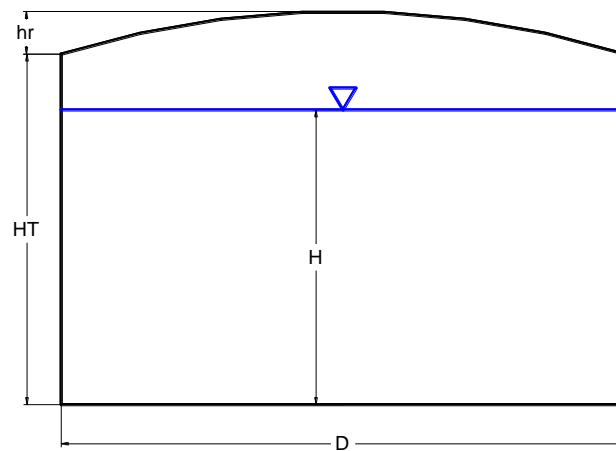
Si  $T_s < T \leq T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-6)}$$

Si  $T > T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-7)}$$

Para obtener las aceleraciones impulsivas y convectivas primero encontramos los periodos naturales de vibración impulsivos y convectivos que están en función de la geometría del tanque como se muestra en la Figura 45, para obtener los periodos usamos las ecuaciones siguientes:



**Figura 45** Geometría del tanque circular de acero.  
(Fuente: Elaboración propia)

### 2.8.1.2 Periodo Impulsivo y Convectivo

- Periodo natural de vibración impulsivo:

El periodo impulsivo es debido al movimiento de las paredes junto con la masa impulsiva.

$$T_i = \left( \frac{1}{\sqrt{200}} \right) \left( \frac{C_i H}{\sqrt{\frac{t_u}{D}}} \right) \left( \frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.4.5.1-1a)}$$

Donde:

$T_i$  = Periodo natural de vibración impulsivo, la norma API 650 sugiere que se tome un valor de 0.128 s, s.

$C_i$  = Coeficiente impulsivo se obtiene de la Figura 46.

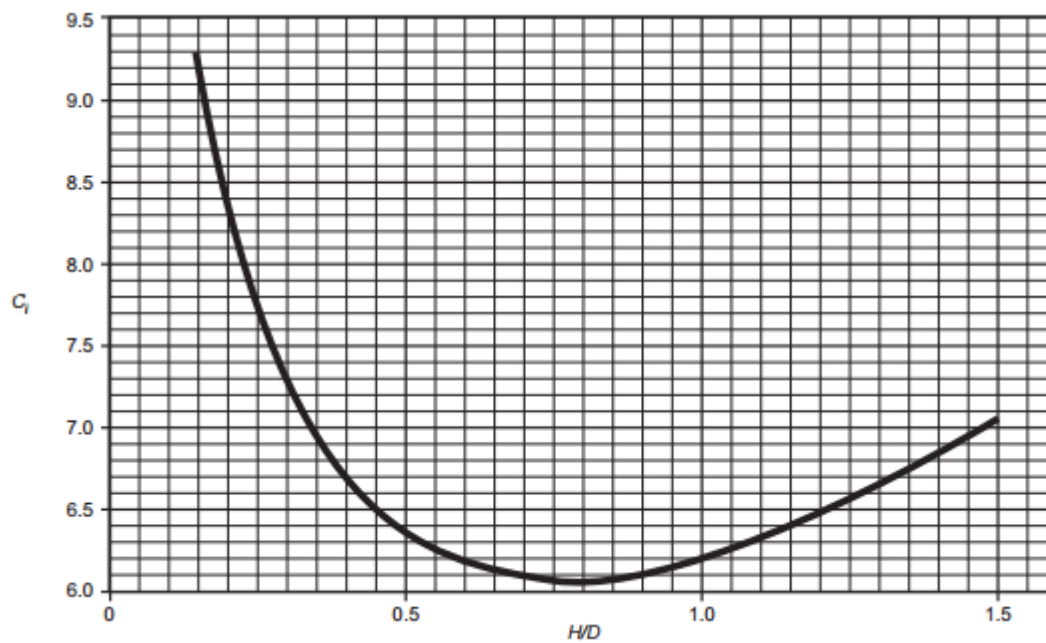
$H$  = Altura de las paredes del tanque, m.

$t_u$  = Coeficiente

$D$  = Diámetro del tanque, m.

$E$  = Modulo de elasticidad del acero, kg/cm<sup>2</sup>.

$\rho$  = Densidad del líquido almacenado, kg/m<sup>3</sup>



**Figura 46** Coeficiente Impulsivo.  
(Fuente: API 650,2013: E-13)

- Periodo natural de vibración convectivo:

El periodo convectivo es debido a la oscilación de la masa convectiva del líquido en la parte superior.

$$K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68H}{D}\right)}} \quad \text{API 650-2013 (E.4.5.2-c)}$$

$$T_c = 1.8K_s \sqrt{D} \quad \text{API 650-2013 (E.4.5.2-a)}$$

Donde:

$K_s$  = Coeficiente del periodo de chapoteo.

$T_c$  = Periodo natural de vibración convectivo, s.



### 2.8.1.3 Aceleración Impulsiva y Convectiva

Para obtener los esfuerzos debido a las presiones hidrodinámicas, obtenemos las aceleraciones impulsivas y convectivas:

- Aceleración impulsiva

$$A_i = 2.5 Q F_a S_0 \left( \frac{I}{R_{wi}} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.4.6.1-1)}$$

$$A_i \geq 0.007 \quad \text{API 650-2013 (E.4.6.1-2)}$$

Pero si la aceleración en un periodo de 1s es:  $S_1 \geq 0.6$

$$A_i = 0.625 S_p \left( \frac{I}{R_{wi}} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.4.6.1-3)}$$

- Aceleración convectiva

Para  $T_c \leq T_L$ :

$$A_c = 2.5 K Q F_a S_0 \left( \frac{T_s}{T_c} \right) \left( \frac{I}{R_{wc}} \right) \leq A_i \quad \text{API 650-2013 (E.4.6.1-4)}$$

Para  $T_c > T_L$ :

$$A_c = 2.5 K Q F_a S_0 \left( \frac{T_s T_L}{T_c^2} \right) \left( \frac{I}{R_{wc}} \right) \leq A_i \quad \text{API 650-2013 (E.4.6.1-5)}$$

Donde:

$A_i$  = Aceleración impulsiva, %g.

$k$  = Coeficiente de ajuste de la aceleración espectral igual a 1.5.

$Q$  = Factor de escala, de acuerdo a la ASCE 7 es igual a 2/3.

$S_0$  = Aceleración máxima del suelo es igual a **Z**

$I$  = Coeficiente de importancia del tanque según la Tabla 19.

$R_{wi}$  = Factor de modificación de respuesta impulsiva por el método ASD, obtenido de la Tabla 20.

$A_c$  = Aceleración convectiva, %g.

$R_{wc}$  = Factor de modificación de respuesta convectiva por el método ASD, obtenido de la Tabla 20.

**Tabla 19** Factor de Importancia segun el uso del tanque.

SUG	I
III Tanques que contienen materiales peligrosos	1,50
II Tanques que deben ser funcionales después de un terremoto o son parte de líneas de vida	1,25
I Que no están en el grupo I y II	1,00

(Fuente: API 650, 2013: E16)

**Tabla 20** Factor de respuesta.

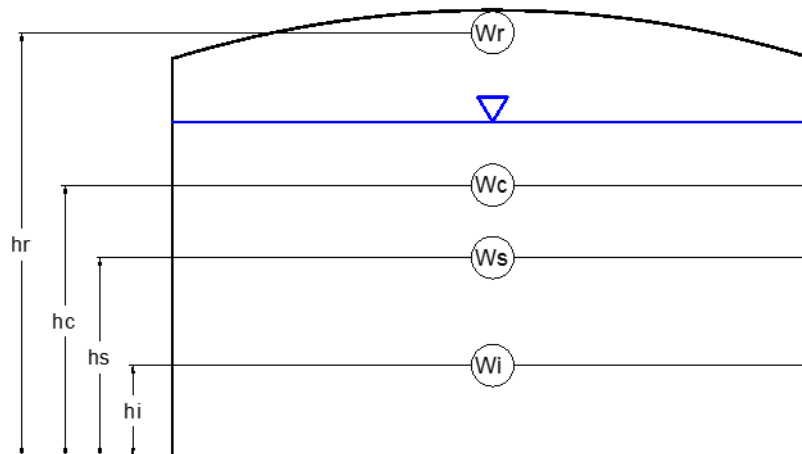
Sistema de Anclaje	Rwi (Impulsiva)	Rwc (Convectiva)
Auto Anclado	3,50	2,00
Mecanicamente Anclado	4,00	2,00

(Fuente: API 650, 2013: E15)

## 2.8.2 Cargas de Diseño

### 2.8.2.1 Masas Actuantes y Centros de Gravedad

Para calcular el corte actuante, calculamos los pesos de la coraza, techo, la masa impulsiva y la masa convectiva; además calculamos los puntos de aplicación medidos desde la base del tanque como se observa en la Figura 47.



**Figura 47** Masas impulsivas y convectivas con sus brazos de palanca.  
(Fuente: Elaboración propia)

- Peso del techo y punto de aplicación:

$$Wr = \frac{\pi D^2}{4} \left( \frac{tr}{1000} 7850 + Wv_{Techo} + \%Acc \right)$$

$$Xr = H_T + \frac{H_{Techo}}{2}$$

Donde:

$W_r$  = Peso del techo del tanque, kg.

$tr$  = Espesor del tanque incluido el espesor por corrosión, mm.

$Wv_{Techo}$  = Carga viva del techo del tanque, kg/m<sup>2</sup>.

% $Acc$  = Peso debido a los accesorios en el techo del tanque, %.

$Xr$  = Distancia medida desde el fondo del tanque hasta el centro de masa del techo, m.

$H_T$  = Altura de las paredes del tanque, m.

$H_{Techo}$  = Altura del techo, m.

- Peso de las paredes del tanque y punto de aplicación:

$$Ws = \sum W_{anillo} + \% Acc$$

$$Xs = \frac{\sum W_{anillo} X_{anillo}}{W_w}$$

Donde:

$Ws$  = Peso de las paredes del tanque, kg.

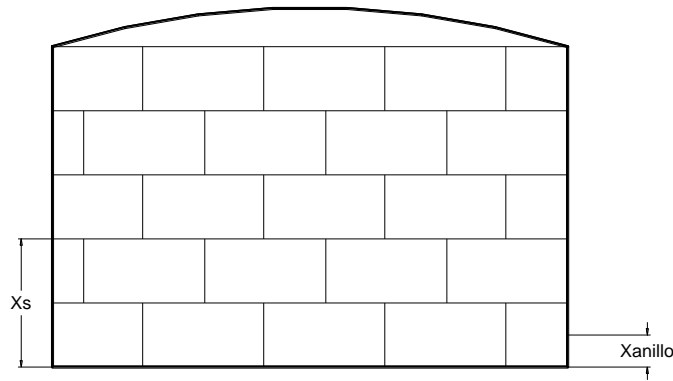
$W_{anillo}$  = Peso de un anillo de las paredes del tanque, kg.

%  $Acc$  = Peso debido a los accesorios de las paredes del tanque, %.

$Xs$  = Distancia medida desde el fondo del tanque hasta el centro de masa de las paredes del tanque, m.

$X_{anillo}$  = Distancia medida desde el fondo del tanque hasta el centro de masa de cada anillo de las paredes del tanque como indica la, m.

$W_w$  = Peso total de las paredes del tanque, kg



**Figura 48** Brazos de palanca de la pared del tanque y de los anillos.  
(Fuente: Elaboración propia)

- Peso del líquido almacenado y del fondo del tanque:

$$W_p = \frac{\pi D^2}{4} H \rho$$

$$W_f = W_{\text{fondo}} + W_{\text{pl\_anular}}$$

Donde:

$W_p$  = Peso del líquido almacenado, kg.

$H$  = Altura de diseño del líquido almacenado, m.

$W_f$  = Peso total del fondo del tanque, kg.

$W_{\text{fondo}}$  = Peso de las placas de fondo del tanque, kg.

$W_{\text{pl\_anular}}$  = Peso de la placa anular, kg.

- Masa impulsiva y punto de aplicación:

Para  $D/H \geq 1.333$

$$W_i = \left[ 1.0 - 0.218 \frac{D}{H} \right] W_p \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.1-1)}$$

- Brazo de palanca para el momento volcante en las paredes

$$X_i = 0.375H \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.2.1-1)}$$

- Brazo de palanca para el momento volcante en la cimentación

$$X_{i_s} = 0.375 \left[ 1.0 + 1.333 \left( \frac{0.866 \frac{D}{H}}{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)} \right) \right] H \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.2.2-1)}$$

Para  $D/H < 1.333$

$$W_i = \left[ 1.0 - 0.218 \frac{D}{H} \right] W_p \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.1-2)}$$

$$X_i = \left[ 0.5 - 0.094 \frac{D}{H} \right] H \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.2.1-2)}$$

Donde:

$W_i$  = Masa impulsiva, kg.

$X_i$  = Distancia medida desde el fondo del tanque hasta el centro de la masa impulsiva, para obtener el momento flexionante o volcante en la base de las paredes, m.

$X_{is}$  = Distancia medida desde el fondo del tanque hasta el centro de la masa impulsiva, para obtener el momento volcante del tanque, m.

- Masa convectiva y punto de aplicación:

$$W_c = 0,230 \frac{D}{H} \tanh\left(\frac{3,67 H}{D}\right) W_p \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.1-3)}$$

- Brazo de palanca para el momento volcante en las paredes

$$X_c = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67 H}{D}\right) - 1}{\frac{3,67 H}{D} \sinh\left(\frac{3,67 H}{D}\right)} \right] H \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.2.1-3)}$$

- Brazo de palanca para el momento volcante en la cimentación

$$X_{cs} = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67 H}{D}\right) - 1,937}{\frac{3,67 H}{D} \sinh\left(\frac{3,67 H}{D}\right)} \right] H \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.2.2-3)}$$

Donde:

$W_c$  = Masa convectiva, kg.

$X_c$  = Distancia medida desde el fondo del tanque hasta el centro de la masa convectiva, para obtener el momento flexionante o volcante en la base de las paredes, m.

$X_{cs}$  = Distancia medida desde el fondo del tanque hasta el centro de la masa convectiva, para obtener el momento volcante del tanque, m.

### 2.8.2.2 Corte Basal

El corte basal la API 650 la calcula por medio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes impulsiva y convectiva.

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1-1)}$$

$$V_i = A_i (W_i + W_r + W_f + W_s) \quad \text{API 650-2013 (E.6.1-2)}$$

$$V_c = A_i W_c \quad \text{API 650-2013 (E.6.1-3)}$$

Donde:

$V$  = Corte basal total, t.

$V_i$  = Corte basal debido a las fuerzas impulsivas, t.

$V_c$  = Corte basal debido a las fuerzas convectivas, t.

La norma API 650 nos permite obtener la fuerza vertical debido a la aceleración vertical, para ello utilizamos las ecuaciones siguientes:

$$A_v = 0.47 S_{D_s} \quad \text{API 650-2013 (E.4.6-3)}$$

$$F_v = \pm A_v W_{eff} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1-3)}$$

Donde:

$A_v$  = Aceleración vertical, %g.

$F_v$  = Fuerza vertical debido a la aceleración vertical, t.

$W_{eff}$  = Peso efectivo contribuyente, es decir es igual al peso total del tanque, t.

### 2.8.2.3 Momentos Volcantes

Para calcular los momentos de volcamiento usamos las siguientes expresiones:

- Momento de volcamiento en la base de las paredes

$$M_{r_w} = \sqrt{\left[ A_i (W_i X_i + W_s X_s + W_r X_r) \right]^2 + [A_c (W_c X_c)]^2} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.5-1)}$$

Este momento es una porción del momento volcante del tanque, y nos permite determinar las fuerzas en los anclajes y poder chequear la compresión en el manto del tanque.

- Momento de volcamiento del tanque

$$M_s = \sqrt{[A_i(W_i W_{i_s} + W_s X_s + W_r X_r)]^2 + [A_c(W_c X_{c_s})]^2} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.5-2)}$$

El momento de volcamiento del tanque nos permite chequear la estabilidad del tanque, frente a las fuerzas volcantes.

Donde:

$M_{r_w}$  = Momento de volcamiento en la base de las paredes, tm.

$M_s$  = Momento de volcamiento del tanque, tm.

#### 2.8.2.4 Esfuerzos Dinámicos del Líquido en las Paredes

Para obtener las fuerzas dinámicas que el anillo debe resistir por el movimiento sísmico del líquido almacenado, usamos lo siguiente:

Para  $D/H \geq 1.333$ :

$$N_i = 8.48 A_i G D H \left[ \frac{Y}{H} - 0.5 \left( \frac{Y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left( 0.866 \frac{D}{H} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.4-1a)}$$

Para  $D/H < 1.333$  and  $Y < 0.75D$ :

$$N_i = 5.22 A_i G D^2 \left[ \frac{Y}{0.75D} - 0.5 \left( \frac{Y}{0.75D} \right)^2 \right] \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.4-2a)}$$

Para  $D/H < 1.333$  and  $Y \geq 0.75D$ :

$$N_i = 2.6 A_i G D^2 \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.4-3a)}$$

$$N_c = \frac{1.85 A_c G D^2 \cosh \left[ \frac{3.68(H-Y)}{D} \right]}{\cosh \left[ \frac{3.68 H}{D} \right]} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.4-4a)}$$

Donde:

$N_i$  = Fuerza impulsiva esperada en la pared del tanque, kg/mm.

$G$  = Gravedad específica del líquido, kg/m<sup>3</sup>.

$Y$  = Distancia medida desde el espejo del líquido hacia el punto en análisis, m.

$N_c$  = Fuerza convectiva esperada en la pared del tanque, kg/mm.

El esfuerzo de tracción es igual a la sumatoria del esfuerzo hidrostático más los esfuerzos hidrodinámicos y los esfuerzos debidos a la aceleración vertical:

$$\sigma_T = \sigma_h \pm \sigma_s = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_e^2 + (A_v N_h / 2.5)^2}}{t} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.4-4a)}$$

Donde:

$N_h$  = Fuerza hidrostática, kg/mm.

$\sigma_T$  = Esfuerzo total en la pared del tanque, kg/cm<sup>2</sup>.

$\sigma_h$  = Esfuerzo debido a la presión hidrostática en la pared del tanque, kg/cm<sup>2</sup>.

$\sigma_s$  = Esfuerzo debido a la presiones hidrodinámicas (impulsivas y convectivas) en la pared del tanque, kg/cm<sup>2</sup>.

$t$  = Espesor del anillo bajo estudio, mm.

La API en el punto E.6.2.4 esfuerzo esperados, propone que se incremente un 33 % a los esfuerzos esperados en la pared.

### 2.8.3 Resistencia a las Cargas de Diseño

#### 2.8.3.1 Anclaje

Para resistir el momento volcante en la base de la pared se utiliza anclajes mecánicos, con lo que garantizamos que el tanque no sufra daños estructurales debido al momento en las paredes; los daños que puede presentar el tanque son pliegues en la base y deformaciones en la base como la “pata de elefante”. Para calcular si el tanque debe tener anclajes mecánicos empleamos las expresiones siguientes:

$$G_e = G(1 - 0.4A_v)$$

$$W_a = 99t_a \sqrt{fy H G_e} \leq 201.1 H D G_e \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.1-1a)}$$

$$W_{rs} = \%Wr \quad Wr$$



$$W_{rs} = \frac{Wrs}{\pi D}$$

$$W_t = \left[ \frac{W_s}{\pi D} + W_{rs} \right] \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.1.1-2)}$$

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2 [W_t(1-0.4A_v) + W_a - 0.4 W_{int}]} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.1.1-1)}$$

Donde:

**$G_e$**  = Gravedad específica incluyendo los efectos de la aceleración vertical, kg/m<sup>3</sup>.

**$W_a$**  = Fuerza resistente al levantamiento en la región anular (Placa Anular), kg/m.

**$f_y$**  = Esfuerzo de fluencia del acero utilizado en la placa anular, kg/cm<sup>2</sup>.

**$W_{rs}$**  = Peso del techo que soporta las paredes del tanque, kg.

**$\%W_{rs}$**  = Porcentaje del peso del techo que se trasmite a las paredes, %.

**$w_{rs}$**  = Peso del techo por unidad de longitud, kg/m.

**$W_t$**  = Peso de las paredes y del techo por unidad de longitud, kg/m.

**$J$**  = Radio de anclaje, para determinar si el tanque necesita anclajes mecánicos o no, de acuerdo a la Tabla 21.

**$W_{int}$**  = Carga debido a la presión del líquido almacenado, como el estudio es tanques atmosféricos por lo tanto es igual a 0, kg/m.

**Tabla 21** Criterio del radio de anclaje.

Radio de anclaje J	Criterio
$J \leq 0,785$	El tanque es auto-anclado
$0,75 < J \leq 1,54$	El tanque es auto-anclado y satisface los esfuerzos de compresión
$J \leq 0,785$	El tanque no es auto-anclado, modifique la longitud de la placa anular, o agregue anclajes mecánicos

(Fuente: API 650,2013: E-22)

Terminamos de diseñar la placa anular para que resiste el momento volcante de la pared con las siguientes formulas:

$$L = 0.01723 t_a \sqrt{f_y / (H G_e)} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.1.2-1a)}$$

$$t_a < t_{s1} \text{ Ok}$$

Donde:

**L** = Longitud de la placa anular, m.

**t<sub>a</sub>** = Espesor de la placa anular, mm.

**f<sub>y</sub>** = Esfuerzo de fluencia del acero utilizado en la placa anular, kg/cm<sup>2</sup>.

**t<sub>s1</sub>** = Espesor del anillo del fondo de la pared, mm.

El API 650 dispone que todos los tanques sean estos anclados mecánicamente o no, deben tener un anclaje mínimo, para hallarlo utilizamos las ecuaciones siguientes:

$$U = \left( \frac{4 M_s}{D} \right) - W_2 \quad \text{API 650-2013 (API 5.12.7)}$$

$$W_2 = W_r + W_s$$

$$t_b = \frac{U}{\#A} d = \sqrt{\frac{4 t_b}{\pi 0,8 f_y}}$$

Donde:

**U** = Fuerza de levantamiento del tanque, kg.

**W<sub>2</sub>** = Fuerza resistente al levantamiento (del techo y las paredes del tanque), kg.

**t<sub>b</sub>** = Fuerza de levantamiento de cada anclaje, kg.

**#A** = Número de anclajes colocados en el tanque.

**d** = Diámetro requerido de los pernos de anclaje, mm.

Los pernos de anclajes no deben exceder un espaciamiento de 1.80 m.

Si el tanque es mecánicamente anclado se calcula la fuerza de anclaje y se diseña los pernos de anclaje.

$$W_{AB} = \left( \frac{1.273 M_{rw}}{D^2} - W_t (1 - 0.4 A_v) \right) \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.2.-1)}$$

$$P_{AB} = W_{AB} \left( \frac{\pi D}{n_A} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.2.-2)}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 P_{AB}}{\pi 0,8 f_y}}$$

Donde:

$W_{AB}$  = Fuerza debido al levantamiento por unidad de longitud, kg.

$P_{AB}$  = Carga de diseño debido al levantamiento para los anclajes mecánicos, kg.

$n_A$  = Número de anclajes mecánicos.

### 2.8.3.2 Esfuerzos Longitudinales de Compresión en las Paredes

Para chequear los esfuerzos longitudinales de compresión en la base de la pared del tanque, empleamos las ecuaciones siguientes:

- Para tanques auto-anclados

Si  $J > 0.785$ .

$$\sigma_c = \left( W_t (1 + 0.4A_v) + \frac{1.273M_{rw}}{D^2} \right) \frac{1}{1000t_s} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.2.1-1a)}$$

Si  $J < 0.785$

$$\sigma_c = \left( \frac{W_t(1+0.4A_v)+W_a}{0.607-0.18667[J]^{2.3}} - W_a \right) \frac{1}{1000t_s} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.2.1-2a)}$$

- Tanques mecánicamente anclados

$$\sigma_c = \left( W_t (1 + 0.4A_v) + \frac{1.273M_{rw}}{D^2} \right) \frac{1}{1000t_s} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.2.2-1a)}$$

Donde:

$\sigma_c$  = Esfuerzo de compresión máxima longitudinal en las paredes del tanque, kg/cm<sup>2</sup>.

$t_s$  = Espesor del anillo del fondo de la pared, mm.

### 2.8.3.3 Esfuerzos Admisibles de Compresión en las Paredes

Para determinar el esfuerzo admisible longitudinal de compresión en la pared que debe resistir el esfuerzo de compresión  $\sigma_c$  ya calculado, el esfuerzo admisible debe ser menor que  $0.9f_y$  y menor que  $1.133 S_d$ , usamos las expresiones siguientes:

Si  $GHD^2/t^2 \geq 44$

$$F_c = 83t_s/D$$

API 650-2013 (E.6.2.2.3-1a)

Si  $GHD^2/t^2 < 44$

$$F_c = 83t_s/(2.5D) + 7.5\sqrt{GH} < 0.5F_{ty} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.2.3-2a)}$$

$$F_c \leq 0.5F_{ty}$$

$$F_c \leq S_d$$

Donde:

$F_c$  = Esfuerzo admisible de compresión máxima longitudinal en las paredes del tanque, kg/cm<sup>2</sup>.

$F_{ty}$  = Esfuerzo a la fluencia del acero ( $f_y$ ) de las paredes del tanque, los esfuerzos se obtienen de Tabla 22, kg/cm<sup>2</sup>.

$S_d$  = Esfuerzo de diseño del líquido, los esfuerzos se obtienen de Tabla 22, kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 22 Esfuerzo admisibles en las planchas de acero.**

MATERIALS DATA					
Plate Specification	Minimum Yield Strength (fy)	Minimum Tensile Strength (fu)	Product Design Stress (Sd)	Hydro test Test Stress (St)	Material Group
	MPa	MPa	MPa	MPa	
A283-C	205	380	137	154	I
A285-C	205	380	137	154	I
A131-A,B,CS	235	400	157	171	I
A36	250	400	160	171	I/II
A131-EH36	360	490	196	210	VI
A573-450	240	450	160	180	IV
A573-485	290	485	193	208	IV/IVA
A516-60	220	415	147	165	III/IIIA
A516-65	240	450	160	180	IV
A516-70	260	485	173	195	IV
A662-B	275	450	180	193	IV/IVA
A662-C	295	485	194	208	IVA
A537-1	345	485	194	208	VI
A537-2	415	550	220	236	VI
A633-C,D	345	485	194	208	VI
A678-A	345	485	194	208	VI
A678-B	415	550	220	236	VI
A737-B	345	485	194	208	VI
A841-Class1	345	485	194	208	VI
A841-Class2	415	550	220	236	VI
A240-304	Refer to Work Sheet Shell AppS				
A240-304L	Refer to Work Sheet Shell AppS				
A240-316	Refer to Work Sheet Shell AppS				
A240-316L	Refer to Work Sheet Shell AppS				
A240-317	Refer to Work Sheet Shell AppS				
A240-317L	Refer to Work Sheet Shell AppS				

(Fuente: API 650,2013: 5-18)

#### 2.8.3.4 Borde Libre

Se determina el borde libre debido al chapoteo que el líquido origina, está en función del tipo del líquido que se va a almacenar, de los coeficientes de aceleración sísmicos y del diámetro del tanque; para obtener el borde libre, la API 650 sugiere usar las expresiones siguientes:

- Para SUG I y II,  
Cuando,  $T_c \leq 4$

$$A_f = 2.5 K Q F_a S_o I \left( \frac{T_s}{T_c} \right)$$

API 650-2013 (E.7.2-2)

Cuando,  $T_C > 4$

$$A_f = 2.5 K Q F_a S_o I \left( \frac{T_s}{T_C^2} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.7.2-3)}$$

- Para SUG III,

Cuando,  $T_C \leq T_L$

$$A_f = 2.5 K Q F_a S_o \left( \frac{T_s}{T_C} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.7.2-4)}$$

Cuando,  $T_C > T_L$

$$A_f = 2.5 K Q F_a S_o I \left( \frac{T_s T_L}{T_C^2} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.7.2-5)}$$

$$\delta_s = 0,42 D A_f \quad \text{API 650-2013 (E.7.2-1)}$$

Donde:

$A_f$  = Coeficiente de aceleración por chapoteo, %g.

$\delta_s$  = Borde libre debido al chapoteo, m.

### 2.8.3.5 Resistencia al Deslizamiento

Por ultimo calculamos la estabilidad frente al deslizamiento del tanque, la fuerza resistente al deslizamiento debe ser mayor que el corte basal para que sea estable, para verificar su estabilidad usamos las ecuaciones siguientes:

$$V_s = \mu (W_s + W_r + W_f + W_p) (1.0 - 0.4 A_v) \quad \text{API 650-2013 (E.7.6-1)}$$

$$V_s > V$$

Donde:

$V_s$  = Fuerza resistente al deslizamiento, kg.

$\mu$  = Coeficiente de fricción entre el tanque y la cimentación.

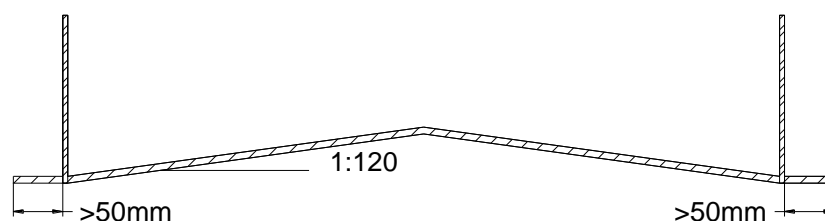
## 2.9 DISEÑO DE TANQUES CIRCULARES DE ACERO

Para diseñar tanques de acero la norma API 650 es la más usada por los diseñadores, la norma plantea las directrices para el diseño del manto y fondo del tanque bajo el método de los esfuerzo ASD (Esfuerzo admisibles de diseño).

A diferencia del diseño de tanques de hormigón, donde primero se determinan las cargas hidrodinámicas para sumarmas con las hidrostáticas y poder dimensionar los componentes del tanque. En los tanques de acero primero se los dimensionan y luego se verifican frente a un evento sísmico. El proceso de dimensionamiento se presenta a continuación.

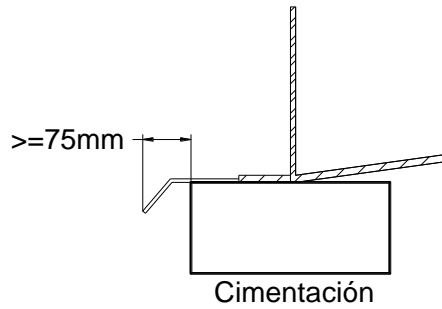
### 2.9.1 Diseño del Fondo del Tanque

Las placas de fondo deben tener un espesor nominal de 6 mm o un peso mínimo de 49,8 kg/m<sup>2</sup>, además que todas las placas rectangulares utilizadas deben tener un ancho nominal de 1800 mm; además tendrá una pendiente mínima de 1:120 hacia arriba en el centro del tanque, esto por motivos de limpieza del mismo como se muestra en la Figura 49 y el fondo o placa anular deberá sobrepasar las paredes por lo menos 50 mm con el objeto de redistribuir los esfuerzos de las paredes a la cimentación.



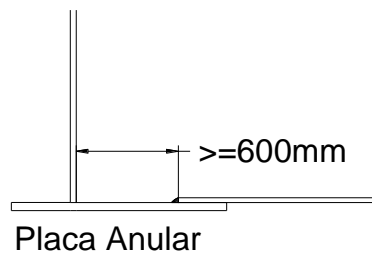
**Figura 49** Detalle del fondo del tanque de acero.  
(Fuente: Elaboración propia)

Es necesario la utilización de un anillo de goteo para evitar la entrada de agua entre el fondo del tanque y la cimentación, el material a emplearse es acero al carbono de un espesor mínimo de 3 mm y estará sobresalido del borde exterior de la cimentación con una distancia mayor o igual a 75 mm, como se muestra en la Figura 50.



**Figura 50** Anillo de goteo periférico.  
(Fuente: Elaboración propia)

La placa anular debe tener una longitud mayor o igual a 600 mm medido desde la cara interior de las paredes hasta la junta de solapa soldada, y el espesor de la placa anular debe ser mayor que el espesor de las paredes del tanque, como se muestra en la Figura 51.



**Figura 51** Detalle de la placa anular.  
(Fuente: Elaboración propia)

El espesor de la placa anular no debe ser menor que los espesores de la Tabla 23, que se obtienen de acuerdo al esfuerzo máximo (debido a los esfuerzos de diseño del líquido o por los esfuerzos de la prueba hidrostática) en el primer anillo. Los esfuerzos se calculan de la manera siguiente:

$$\sigma_d = \frac{t_d}{t} S_d \quad \text{API 650-2013 (5.5.2)}$$

$$\sigma_t = \frac{t_t}{t_{nomi}} S_t \quad \text{API 650-2013 (5.5.2)}$$

Donde:

$\sigma_d$  = Esfuerzo debido al diseño del líquido, Mpa.

$t_d$  = Espesor del anillo en condición de diseño sin corrosión, mm.

$t$  = Espesor del anillo adoptado sin corrosión, mm.



$S_d$  = Esfuerzo de diseño del líquido, los esfuerzos se obtienen de la Tabla 22, Mpa.

$\sigma_t$  = Esfuerzo debido a la prueba hidrostática, Mpa.

$t_t$  = Espesor del anillo por prueba hidrostática sin corrosión, mm.

$S_t$  = Esfuerzo por prueba hidrostática, los esfuerzos se obtienen de la Tabla 22, kg/cm<sup>2</sup>.

$t_{nomi}$  = Espesor del anillo adoptado sin corrosión del primer anillo del fondo del tanque de las paredes, mm.

**Tabla 23** *Espesores mínimos de la placa anular.*

<b>Tabla 5.1a Espesor de la platina anular de fondo</b>				
Espesor del primer anillo de la pared	Esfuerzo en el prime anillo de la pared			
	$\leq 190$	$\leq 210$	$\leq 220$	$\leq 250$
$t \leq 19$	6	6	7	9
$19 < t \leq 25$	6	7	10	11
$25 < t \leq 32$	6	9	12	14
$32 < t \leq 40$	8	11	14	17
$40 < t \leq 45$	9	13	16	19

(Fuente: API 650,2013: 5-16)

Para obtener la longitud de la placa anular usamos las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{215 t_b}{(H G)^{0.5}} \quad \text{API 650-2013 (5.5.2)}$$

Donde:

$L$  = Longitud de la placa anular, m.

$t_b$  = Espesor de la placa anular, mm.

$H$  = Altura de diseño del líquido almacenado, m.

$G$  = Gravedad específica del líquido almacenado, kg/m<sup>3</sup>.

### 2.9.2 Diseño de las Paredes del Tanque

El espesor de las paredes del tanque sin corrosión será el mayor valor calculado bajo las condiciones de diseño y por prueba hidrostática; además debe ser mayor que los espesores de la Tabla 24.

**Tabla 24** Espesores mínimos en la corza del tanque.

Diam Nominal	Espesor Nomi de la Placa
m	mm
<15	5
15<d<=36	6
36<d<=60	8
d>60	10

(Fuente: API 650,2013: 5-16)

Para calcular los espesores de la pared utilizaremos el método de un pie, el cual consiste en calcular el espesor en una sección transversal a un pie (30.48 cm) por encima de la unión entre anillos o la unión con el fondo del tanque. El método es aplicable para tanques con un diámetro menor o igual a 200 pies (60.96 m). (API 650, 2013: 5-22)

El espesor bajo condiciones de servicio se basa en el nivel del líquido almacenado, la tensión máxima de las placas empleadas (Tabla 22), la gravedad específica del fluido y el sobre espesor por corrosión. (Aplicación y Justificación de la Norma API 650. Comparación con la Norma Nch2369 Of. 2003: 11)

$$t_d = \frac{4,9 D (H-0,3) G}{s_d} + CA \quad \text{API 650-2013 (5.6.3.2)}$$

Donde:

$t_d$  = Espesor debido a condiciones de diseño del líquido almacenado, mm.

$CA$  = Sobre espesor debido a la corrosión, mm.

El espesor debido a condiciones de prueba hidrostática, está en base al mismo nivel del líquido almacenado pero utiliza la gravedad específica del agua y la tensión máxima de las placas empleadas (Tabla 22). (Aplicación y Justificación de la Norma API 650. Comparación con la Norma Nch2369 Of. 2003: 11)

$$t_t = \frac{4,9 D (H-0,3)}{S_t} \quad \text{API 650-2013 (5.6.3.2)}$$

Donde:

$t_t$  = Espesor debido a condiciones de la prueba hidrostática, mm.

### 2.9.3 Diseño del Techo del Tanque

El techo del tanque será un domo auto soportado, donde el radio del domo cumplirá un radio mínimo de  $0.8D$  y un radio máximo de  $1.20D$ . Para calcular el espesor de las placas del domo aplicamos la ecuación siguiente:

$$tr = \frac{Rr}{2,4} \sqrt{\frac{U}{2,2}} + Ca \geq 5\text{mm}$$

Donde:

$tr$  = Espesor de las placas del domo, mm.

$U$  = Combinación de cargas gravitacionales distribuidas en toda el área del domo, kpa.

$Ca$  = Sobre espesor debido a la corrosión, mm.

La combinación de cargas gravitacionales es:

$$U = D_L + (L_r \text{ o } S) + 0,4 P_e$$

$$U = D_L + P_e + 0,4 (L_r \text{ o } S)$$

Donde:

$D_L$  = Carga muerta que soporta el domo, kpa.

$L_r$  = Carga viva del domo, kpa.

$S$  = Carga debido a la nieve, en este caso sería granizo, kpa.

$P_e$  = Carga debido a presiones externas, por lo general se adopta 0.25 kpa.

### 2.10 CIMENTACIONES PARA TANQUES DE ALMACENAMIENTO

La elección del tipo de cimentación dependerá de los requerimientos de diseño, tipo de tanque, dimensiones del tanque, condiciones del suelo, condiciones de volcamiento, disponibilidad de materiales y los requerimientos del cliente; para tanques de almacenamiento de líquidos tenemos los siguientes tipos de cimentación:

- Tanques de almacenamiento sobre una base granular.
- Anillo de cimentación.
- Losa de cimentación.

- Losa de cimentación rígida sobre pilotes.

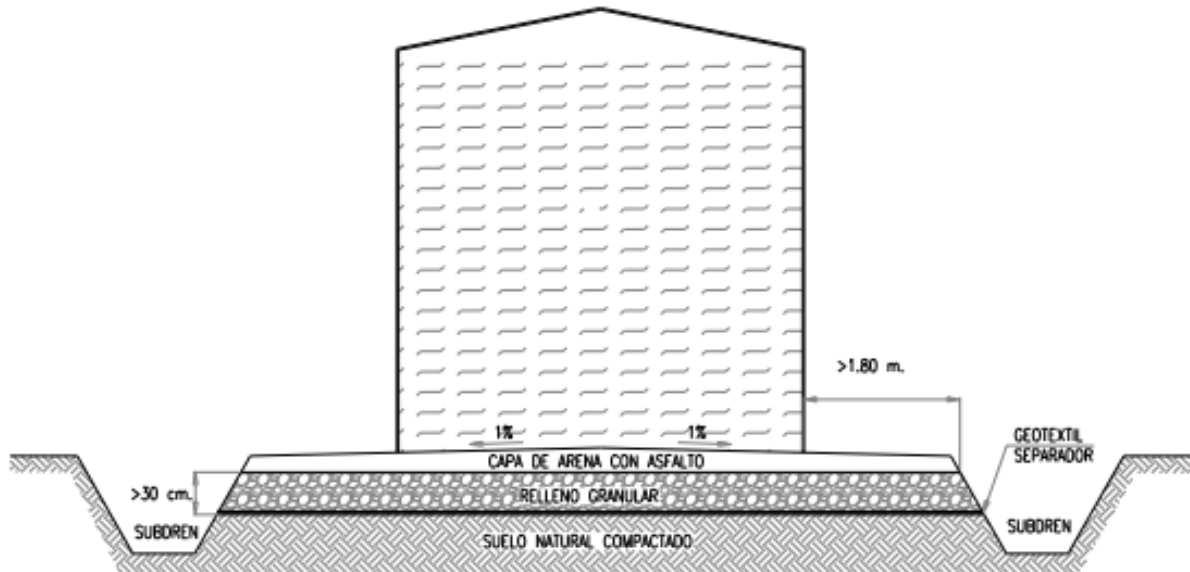
### **2.10.1 Tanques de Almacenamiento Sobre una Base Granular**

Este tipo de cimentación es exclusivo para los tanques de acero y además de tanques que no tienen problemas de volcamiento, es muy poco común utilizar este tipo de base granular en la industria petroquímica no se utiliza este tipo de cimentación por medidas de seguridad. Este tipo de cimentación se lo usa para

- Tanques de granjas con un diámetro máximo de 3,50 m.
- Suelos donde las condiciones del subsuelo y los asentamientos se encuentran dentro de los límites aceptables.
- Lugares donde exista disponibilidad de material granular.
- Regiones de bajo riesgo sísmico o en áreas sísmicas donde no presente problemas por levantamiento, volcamiento o chapoteo excesivo.

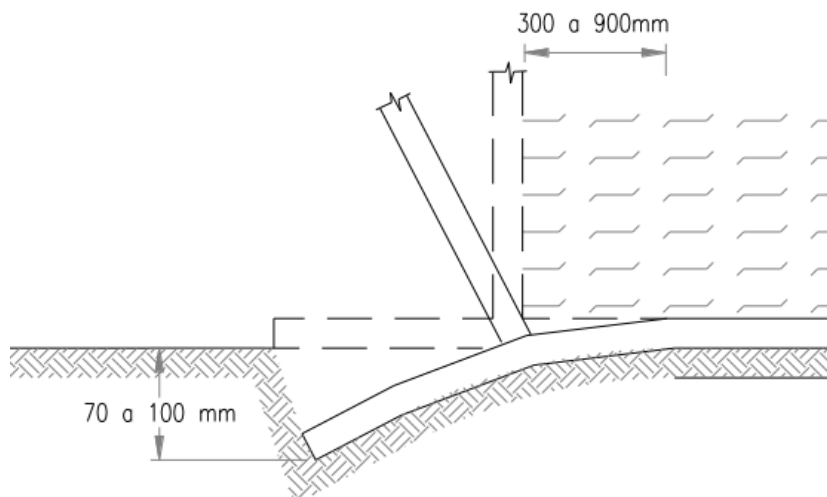
Este tipo de cimentación resulta una solución simple y económica y su proceso de diseño es la siguiente:

- Se mejorara el terreno con un suelo compactado de mejores condiciones de acuerdo al estudio de suelos, en donde el ingeniero en suelos especificará la altura de suelo hacer removida y reemplazada con el nuevo suelo. La capa de relleno debe exceder el diámetro exterior del tanque con una longitud de 1,8 m para evitar socavación o erosión y se construirá un subdren perimetral para evacuar el agua lluvia.
- Se cubrirá toda el área del suelo compactado con una geotextil con el fin de separar el suelo natural del material granular a colocar.
- Se procede a extender una capa de relleno granular de 30 cm o más con una pendiente del 1% hacia los extremos sobre el geotextil, esta pendiente permite que se acumulen los sedimentos en los extremos y que se puedan limpiar con facilidad; además de controlar un posible asentamiento diferencial entre el centro y el perímetro del fondo. La función de la capa de material granular tiene el fin de redistribuir los esfuerzos hacia el suelo compactado y además de servir como drenaje.
- Por último se coloca una capa asfáltica de 10 cm de espesor con el fin de darle una superficie homogénea y totalmente plana, la cual evitara la corrosión del fondo del tanque. Ver Figura 52.



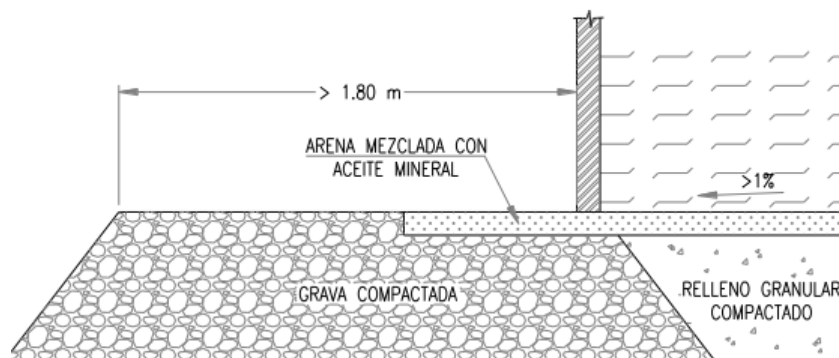
**Figura 52** Cimentación con material granular compactado.  
(Fuente: MANUAL PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES DE RECIPIENTES HORIZONTALES, 49)

El problema de esta cimentación es que falla por superar la capacidad portante del suelo en los extremos del tanque, debido al peso de la coraza y a que el líquido genera un momento enorme hacia fuera las paredes del tanque y a su vez genera una presión en el suelo que supera su capacidad de carga; produciendo asentamientos locales plásticos en la periferia del tanque, ver Figura 53. (MANUAL PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES DE RECIPIENTES HORIZONTALES, 50)



**Figura 53** Falla por asentamiento periférico.  
(Fuente: MANUAL PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES DE RECIPIENTES HORIZONTALES, 49)

Para eliminar el asentamiento plástico se utiliza una berma anular de material granular que aumenta de ancho a medida que su profundidad aumenta, decir la presión generada por el momento del líquido se distribuye en una área mayor, y con esto se disminuye la presión de contacto al suelo sin sobrepasar su capacidad portante y eliminando los asentamientos plásticos. Por último se coloca una placa anular de acero debajo de la pared del tanque calculada según la API o un anillo de nivelación de hormigón de 20 cm de alto y con un ancho de 30 cm; la placa de acero distribuye la carga puntual de la pared y la presión debido al momento del líquido almacenado sobre el muro anulares ver Figura 54. (TANK FOUNDATION, 1996: 2)



**Figura 54** Berma perimetral de grava.  
(Fuente: MANUAL PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES DE RECIPIENTES HORIZONTALES, 51)

### 2.10.2 Anillo de Cimentación

Este tipo de cimentación se emplea cuando no es factible el uso de un anillo granular, se utiliza esta cimentación cuando: (TANK FOUNDATIONS, 1996:13)

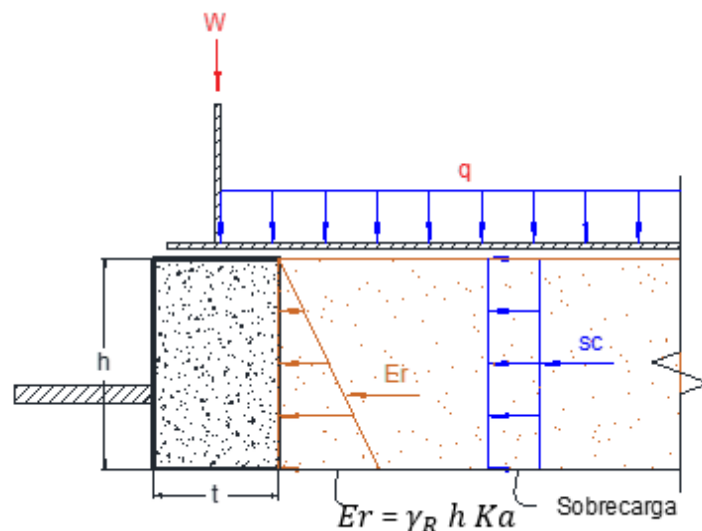
- Limitaciones de espacio.
- Tanques que necesitan anclajes mecánicos.
- En suelos donde se pueden producir asentamientos diferenciales fuera de los límites permitidos.
- Tanque presurizados o con techo flotante.

Este tipo de cimentación es muy común para tanques de almacenamiento de líquidos con diámetros grandes o con paredes muy altas que generan grandes esfuerzos; y se manejan los mismos principios de diseño que un muro granular. Existen dos geometrías que se usa en anillos de cimentación, una geometría rectangular cuando no se presenta problemas de levantamiento en el tanque, y por ultimo una geometría “T” invertida para tanques anclados; es decir tanques que presentan levantamientos frente a cargas sísmicas.

El análisis del anillo se basa en calcular la tensión que este debe soportar, debido al empuje por el relleno compactado debajo del fondo del tanque y por la sobrecarga (peso del líquido almacenado).

#### 2.10.2.1 Anillo de Cimentación en Tanques Auto-Anclados

La geometría de la sección transversal de la cimentación es rectangular, es una geometría sencilla debido a que no tenemos problemas de levantamiento; el anillo de cimentación debe resistir las cargas de diseño que muestra la Figura 55 y para la determinación de las fuerzas se emplean las siguientes formulas:



**Figura 55** Análisis estático del anillo de cimentación.  
(Fuente: Elaboración propia)

Donde:

**W**= Peso total de la pared y techo del tanque por metro, t/m.

**q** = Peso del líquido almacenado por metro, t/m.

**Er** = Empuje lateral del relleno, t/m.

**Sc** = Empuje lateral debido a la sobrecarga, t/m.

**h** = Altura del muro de cimentación, m.

**t** = Ancho del muro de cimentación, m.

Para calcular el ancho de la placa primero obtenemos **W**, sumando el peso de la coraza del tanque más el peso del techo y lo dividimos para el perímetro del taque:

$$W = \frac{W_s + W_r}{\pi D}$$

La presión de contacto debajo del tanque y dentro del muro de cimentación es:

$$P = \gamma_L H + \gamma_R h \quad (\text{TANK FOUNDATIONS, 1996:10})$$

Mientras que la presión de contacto debajo del muro de cimentación es:

$$P = \frac{1}{2} (W + \frac{1}{2} t q + h t \gamma_c) \quad (\text{TANK FOUNDATIONS, 1996:10})$$

$$q = \gamma_L H$$

Las dos presiones de contacto son iguales, igualamos las dos ecuaciones y despejamos el ancho de la placa **t**:

$$t = \frac{2W}{[\gamma_L H_L - h (\gamma_c - \gamma_s)]} \quad (\text{TANK FOUNDATIONS, 1996:10})$$

Donde:

**Ws**= Peso total de la pared, t.

**Wr**= Peso total del techo del tanque, t.

**D** = Diámetro del tanque, t/m.

**P** = Presión de contacto al suelo, t/m<sup>2</sup>.

**$\gamma_L$**  = Peso específico del líquido almacenado, t/m<sup>3</sup>.

**H** = Altura de diseño del líquido, m.

**$\gamma_R$**  = Peso específico del relleno compactado, t/m<sup>3</sup>.

**$\gamma_c$**  = Peso específico hormigón armado, t/m<sup>3</sup>.

**q** = Peso del líquido almacenado por metro, t/m.

Para obtener la altura del muro de cimentación, lo obtenemos por medio del equilibrio de momentos entre las acciones de la sobrecarga, empuje del relleno y el momento de volcamiento; frente al momento resistente debido al peso del muro. Para calcular la altura seguimos el procedimiento de acuerdo a la página 73 del “manual para el diseño de cimentaciones de recipientes horizontales”.

Calculamos el coeficiente de empuje activo del relleno:

$$ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

Donde:



**Ka**= Coeficiente de empuje activo del relleno.

$\phi$  = Angulo de fricción interno del suelo de cimentación.

El empuje lateral del relleno es:

$$Er = \gamma_R h Ka$$

El empuje lateral de la sobrecarga es:

$$S_c = P1 Ka$$

$$P1 = q + W$$

Obtenemos el momento actuante en el muro:

$$M_A = Er \frac{1}{3} h + S_c \frac{1}{2} h + \frac{Ms}{\pi D}$$

Sacamos el momento último mayorado:

$$M_U = Fc * M_A$$

Donde:

**P1** = Suma del peso del líquido almacenado más el peso de la coraza y del techo del tanque, t/m.

**MA** = Momento actuante en el muro de cimentación, tm.

**Ms** = Momento volcante calculado de acuerdo a la API 650, tm.

**Mu** = Momento mayorado, tm.

Determinamos el peralte del muro:

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{\phi R_U h}}$$

$$R_U = \rho fy \left(1 - \frac{\rho fy}{1.7 f'_c}\right)$$

$$\rho = 0.5 \quad \rho b = 0.50 * 0.75 \left(\frac{0.85 \beta_1 f'_c}{fy}\right) \left(\frac{6120}{6120 + fy}\right)$$

Donde:

**Fc** = Factor de mayoración.

**d** = Peralte del muro de cimentación, m.

$\phi = 0.9$  factor de reducción por flexión.

**Ru** = Resistencia ultima, kg/cm<sup>2</sup>.

**$\rho$**  = Cuantía de acero

**$\rho_b$**  = Cuantía de acero que produce deformaciones unitarias balanceadas.

**$\beta_1$**  = 0,85, factor que relacione la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

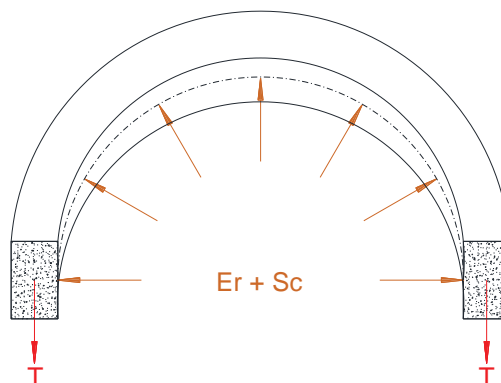
**$f'c$**  = Resistencia del hormigón a compresión, kg/cm<sup>2</sup>.

**$f_y$**  = Esfuerzo de fluencia del acero, kg/cm<sup>2</sup>.

El anillo está sometido a una tensión debido a la sobrecarga y al empuje del relleno como se ve en la Figura 56, donde la tensión se determina de la siguiente manera:

$$T_U = \frac{1}{2} (Er + S_c) D F_c$$

$$As = \frac{T_U}{\phi f_y}$$



**Figura 56** Tensión en el anillo de cimentación debido al empuje de la sobrecarga y del relleno.  
(Fuente: Elaboración propia)

Donde:

**Tu** = Tensión ultima mayorada, t.

**As** = Área de acero debido a la tensión, cm<sup>2</sup>.

$\phi = 0.9$  factor de reducción por flexión.

Por ultimo comprobamos la estabilidad del tanque de la siguiente forma:

- Factor de seguridad al deslizamiento

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V}$$

$$Fr = \mu W_T$$

$$W_T = W_r + W_S + W_P + W_C$$

- Factor de seguridad al volcamiento

$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_{OY}}$$

$$M_{EST} = W_T \frac{D}{2}$$

- Esfuerzos en el suelo

$$P = \frac{1}{t} \left[ w + \frac{1}{2} t \gamma_L H + h t \gamma_c \right]$$

Donde:

**Fr** = Fuerza de rozamiento entre el suelo y el fondo del tanque, t.

**μ** = Coeficiente de rozamiento.

**WT** = Peso total del tanque, t.

**Wp** = Peso total del líquido almacenado en el tanque, t.

**Wc** = Peso total del anillo de cimentación, t.

**M<sub>EST</sub>** = Momento estabilizante, tm.

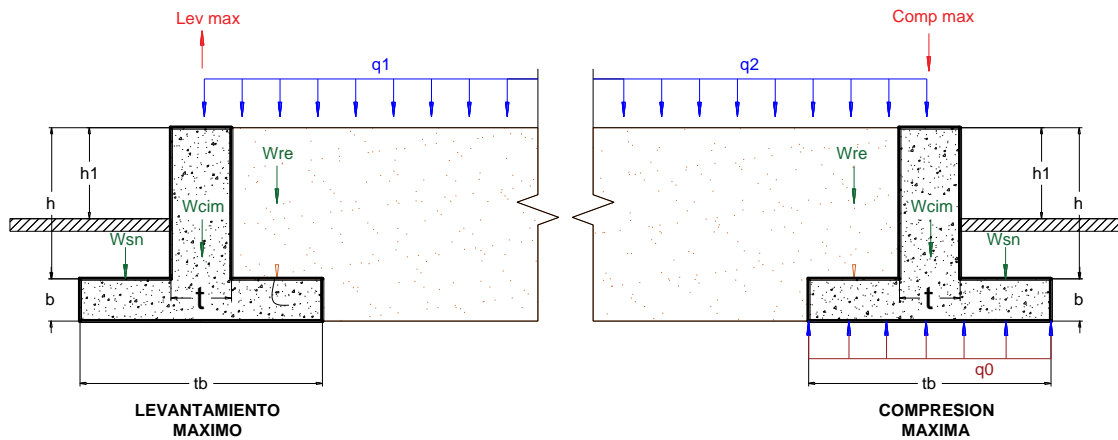
**P** = Presión de contacto al suelo, t/m<sup>2</sup>.

#### 2.10.2.2 Anillo de cimentación en tanques con anclajes mecánicos

Cuando el tanque presenta problemas de levantamiento, el tanque se ancla a la cimentación y esta debe ser diseñada para resistir las fuerzas de levantamiento. La geometría de la cimentación será una "T" invertida, esta geometría nos permite usar el peso del relleno, del suelo natural y del líquido almacenado para resistir las fuerzas de levantamiento.

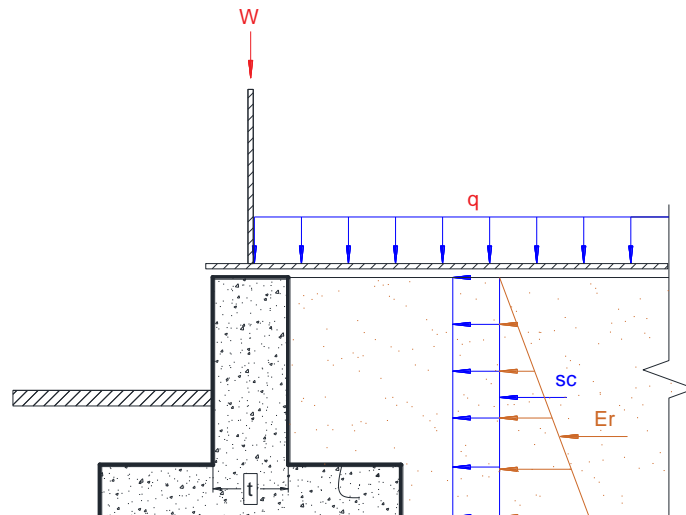
El muro de cimentación debe resistir tres condiciones, la primera condición que presenta levantamiento en el extremo de la cimentación, la segunda condición de máxima compresión en el extremo opuesta donde se presenta el levantamiento y la última

condición las cargas estáticas, en la Figura 57 y la Figura 58 podemos visualizar las cargas en las tres condiciones descritas. (TANK FOUNDATIONS, 1996: Attachment 3)



**Figura 57** Fuerzas en el muro de cimentación debido al levantamiento y compresión máxima.

(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 58** Fuerzas en el muro de cimentación debido a las cargas estáticas.

(Fuente: Elaboración propia)

Donde:

**$h_1$**  = Altura desde el nivel de suelo natural hasta la parte superior del muro de cimentación, m.

**$h$**  = Altura del alama del muro de cimentación, m.

**$t$**  = Ancho del alama del muro de cimentación, m.

**$tb$**  = Ancho de la ala del muro de cimentación, m.

**$b$**  = Altura de la ala del muro de cimentación, m.

**Lmax** = Fuerza de levantamiento de acuerdo a la API 650, t/m.

**q1** = Peso del líquido almacenado por metro, t/m.

**Wre** = Peso del relleno aplicado en el ala de la cimentación, t/m.

**Wsn** = Peso del suelo natural aplicado en el ala de la cimentación, t/m.

**Wcim** = Peso de la cimentación, t/m.

**Ccomp** = Compresión máxima debido al levantamiento de acuerdo a la API 650, t/m.

**q2** = Peso del líquido almacenado incluyendo la altura de chapoteo, t/m.

**q0** = Presión de contacto con el suelo, t/m<sup>2</sup>.

**W** = Peso de la coraza y del techo del tanque, t/m.

**q** = Peso del líquido almacenado por metro, t/m.

**Er** = Empuje lateral del relleno, t/m.

**Sc** = Empuje lateral debido a la sobrecarga, t/m.

- Condición levantamiento máximo

Para calcular las fuerzas actuantes que se muestran en la Figura 57 se realiza el siguiente procedimiento: TANK FOUNDATIONS, 1996: Attachment 3)

$$L_{MAX} = W_{AB} - \frac{W_r + W_s}{\pi D}$$

$$W_{cim} = (t h + b t b) \gamma_c$$

$$W_{sn} = \frac{(tb-t)(h-h1)}{2} \gamma_{sn}$$

$$W_{re} = \frac{(tb-t)h}{2} \gamma_r$$

$$q_1 = \gamma_L (H - hc) \frac{tb}{2}$$

$$F_{RES} = W_{cim} + W_{sn} + W_{re} + q$$

$$L_{MAX} < F_{RES}$$

En donde el levantamiento máximo  $L_{MAX}$  debe ser menor que las fuerzas de resistentes  $F_{RES}$  para no tener problemas de levantamiento en el tanque.

Donde:

$L_{MAX}$  = Levantamiento neto por metro, t/m

$W_{AB}$  = Levantamiento máximo por metro calculado de acuerdo a la API 650, t/m.

$W_r$  = Peso total del techo, t/m.

$W_s$  = Peso total de la coraza, t/m.

$D$  = Diámetro del tanque, t/m.

$W_{cim}$  = Peso de la cimentación, t/m.

$\gamma_c$  = Peso específico hormigón armado, t/m<sup>3</sup>.

$\gamma_{sn}$  = Peso específico del suelo natural, t/m<sup>3</sup>.

$\gamma_r$  = Peso específico del relleno, t/m<sup>3</sup>.

$\gamma_L$  = Peso específico del líquido, t/m<sup>3</sup>.

$H$  = Altura del líquido almacenado, m.

$hc$  = Altura de chapoteo calculado de acuerdo a la API 650, m.

$F_{RES}$  = Fuerza resistente al levantamiento, t/m.

- Condición compresión máxima

***El levantamiento de un extremo del tanque, genera compresión en el extremo opuesto como se ve en la Figura 57***

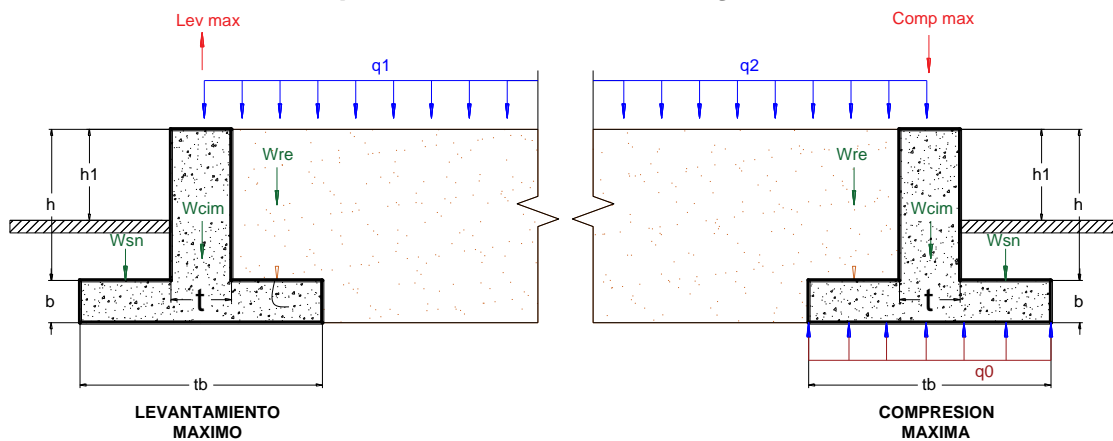


Figura 57. El proceso de cálculo de las fuerzas actuantes es el siguiente: (TANK FOUNDATIONS, 1996: Attachment 3)

$$C_{COMP} = W_{AB} + \frac{W_r + W_s}{\pi D}$$

$$q_2 = \gamma_L (H + hc) \frac{tb}{2}$$

$$q_0 = W_{cim} + W_{sn} + W_{re} + q_2 + C_{COMP}$$

La presión de contacto  $q_0$  no debe sobrepasar la capacidad soportante del suelo  $q_{adm}$ .

Donde:

$W_{AB}$  = Levantamiento máximo por metro calculado de acuerdo a la API 650, t/m.

- Condición cargas estáticas

Para determinar las cargas actuantes como se muestra en la Figura 58 se usan las siguientes ecuaciones:

$$w = \frac{W_s + W_r}{\pi D}$$

$$ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$q = \gamma_L H$$

$$P1 = q + w$$

$$S_c = P1 Ka$$

$$Er = \gamma_R (h + b) Ka$$

Donde:

**Ka** = Coeficiente de empuje activo del relleno.

$\phi$  = Angulo de fricción interno del suelo de cimentación.

**q** = Peso del líquido almacenado por metro, t/m.

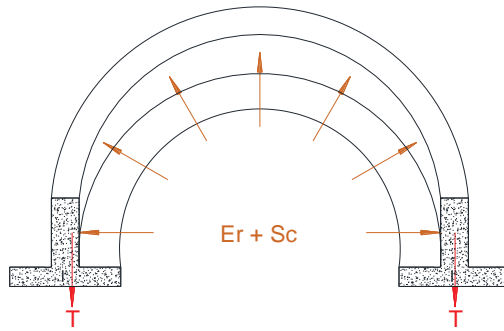
**P1** = Suma del peso del líquido almacenado más el peso de la coraza y del techo del tanque, t/m.

**b** = Altura de la ala del muro de cimentación, m.

El anillo está sometido a una tensión debido a la sobrecarga y al empuje del relleno como se ve en la Figura 59, donde la tensión se determina de la siguiente manera:

$$T_U = \frac{1}{2} (Er + S_c) D Fc$$

$$As = \frac{T_U}{\phi f_y}$$



**Figura 59** Tensión en el anillo de cimentación debido al empuje de la sobrecarga y del relleno.  
(Fuente: Elaboración propia)

Donde:

**TU** = Tensión ultima mayorada, t.

**Fc** = Factor de mayoración.

**As** = Área de acero debido a la tensión, cm<sup>2</sup>.

$\phi = 0.9$  factor de reducción por flexión.

**fy** = Esfuerzo de fluencia del acero, kg/cm<sup>2</sup>.

Por ultimo comprobamos la estabilidad del tanque:

- Factor de seguridad al deslizamiento

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V}$$

$$Fr = \mu W_T$$

- Factor de seguridad al volcamiento

$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_{OY}}$$

$$M_{EST} = W_T \frac{D}{2}$$

- Esfuerzos en el suelo

$$P = \frac{1}{t} \left[ w + \frac{1}{2} t \gamma_L H + h t \gamma_c \right]$$

Donde:

**Fr** = Fuerza de rozamiento entre el suelo y el fondo del tanque, t.

**$\mu$**  = Coeficiente de rozamiento.



**WT**= Peso total del tanque, t.

**$M_{EST}$**  = Momento estabilizante, tm.

**D** = Diámetro del tanque, t/m.

**W**= Peso total de la pared y techo del tanque por metro, t/m.

**P** = Presión de contacto al suelo, t/m<sup>2</sup>.

**$\gamma_L$**  = Peso específico del líquido almacenado, t/m<sup>3</sup>.

**H** = Altura de diseño del líquido, m.

**h** = Altura del muro de cimentación, m.

**t** = Ancho del muro de cimentación, m.

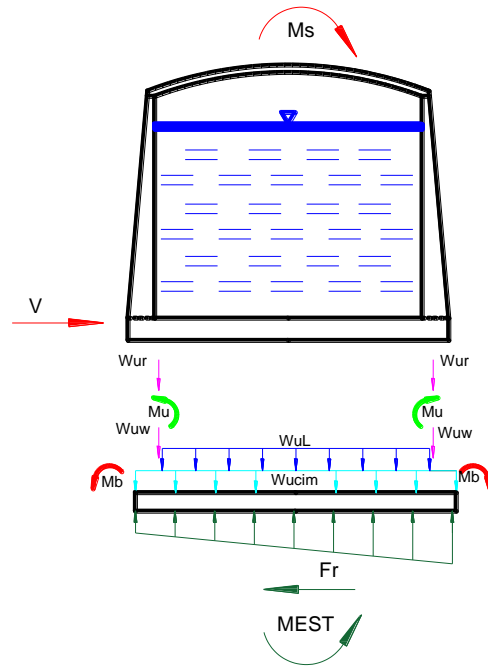
**$\gamma_c$**  = Peso específico hormigón armado, t/m<sup>3</sup>.

### **2.10.3 Losa de Cimentación**

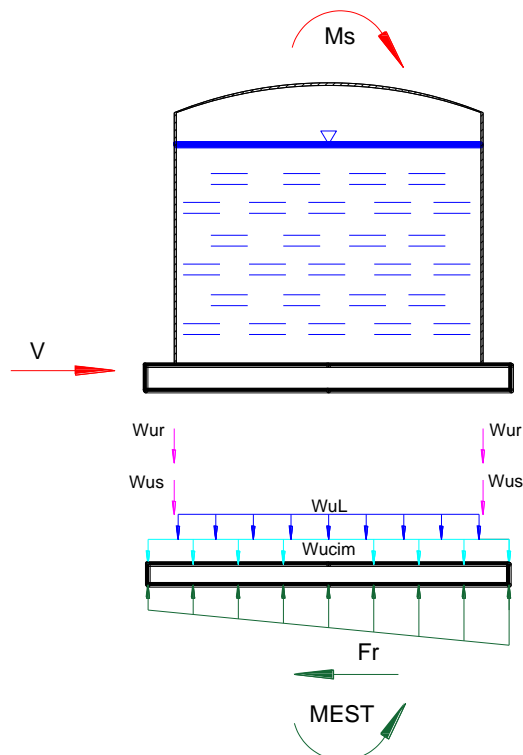
El uso de una losa de cimentación tiene un elevado precio pero su ventaja elimina los asentamientos diferenciales y disminuye la presión de contacto hacia el suelo, generalmente se lo usa cuando: (TANK FOUNDATIONS, 1996:13)

- Regiones con alto riesgo sísmico y en donde presenta problemas de levantamiento o volcamiento.
- Tanques que almacenan líquidos fríos.
- El suelo presenta asentamientos diferenciales considerables.
- Suelos donde un anillo anular de hormigón no satisface y supera la capacidad soportante del suelo.

La cimentación debe ser diseñada para soportar el peso propio del tanque, el peso del líquido almacenado y las fuerzas sísmicas. El análisis de la cimentación se la realiza por un ancho de un metro y con las cargas mayoradas, en la Figura 60 y en la Figura 61 se muestran todas las fuerzas que se aplican a la cimentación de un tanque de hormigón y en un tanque de acero. En el tanque de acero se desprecia el momento generado por el líquido almacenado.



**Figura 60** Fuerzas estáticas que actúan en la cimentación en un tanque de hormigón.  
(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 61** Fuerzas estáticas que actúan en la cimentación en un tanque de acero.  
(Fuente: Elaboración propia)

Donde:

**Wur** = Peso del techo que soportan las paredes del tanque, t/m.

**$W_{uw}$**  = Peso de la pared del tanque de hormigón, t/m.

**$W_{us}$**  = Peso de la coraza del tanque de acero, t/m.

**$W_{uL}$**  = Peso del líquido almacenado, t/m/m.

**$W_{ucim}$**  = peso de la cimentación, t/m/m.

**$q_{sun}$**  = Presión de contacto del tanque, t/m<sup>2</sup>/m.

**$M_b$**  = Momento flexionante dinámico tm/m.

**$V$**  = Corte actuante t.

**$M_s$**  = Momento de volcamiento t m.

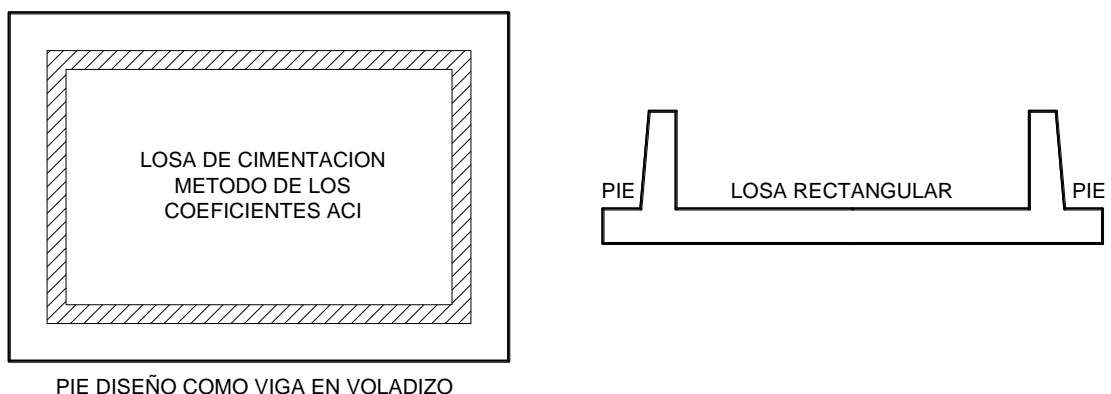
**$Fr$**  = Fuerza resistente al deslizamiento t.

**$M_s$**  = Momento resistente al volcamiento t m.

#### 2.10.3.1 Losa de Cimentación de un Tanque Rectangular de Hormigón.

- Análisis de la losa de cimentación.

Para el análisis de la losa de cimentación del tanque rectangular se usara el método de los coeficientes de la ACI para la losa que se ubica dentro de las paredes del tanque; y se analizara como una viga en voladizo a la losa que se encuentra fuera de las paredes del tanque, como se ve en la Figura 62.



**Figura 62** Análisis de la losa de cimentacion de un tanque rectangular.  
(Fuente: Elaboración propia)

El método de los coeficientes de la ACI es un método simplificado para determinar las reacciones y esfuerzos en losas con cargas uniformemente distribuidas en toda su área. El método fue originalmente propuesto por Henry y Marcus en 1929 y ha sido muy utilizada desde ese entonces por muchos ingenieros calculistas; el método utiliza los coeficientes de la Figura 63, Figura 64, Figura 65 y Figura 66 para calcular los momentos negativos, momento positivo por carga muerta, momento positivo por carga viva y las reacciones y corte respectivamente. (Estructuras de hormigón diseño de losas 2D, 176)

Los valores de los coeficientes se basan en cálculos elásticos y tienen una reducción de los momentos por efecto de la redistribución inelástica de tensiones; es decir los momentos obtenidos por este método son menores que los obtenidos por teoría elástica y se calculan de la siguiente manera:

$$M_a = C_a q l_a^2$$

$$M_b = C_b q l_b^2$$

$$V_a = C_a q l_a/2$$

$$V_b = C_b q l_b/2$$

Donde:

$M_a$  = Momento en la dirección corta, tm/m.

$M_b$  = Momento flexionante por sismo, tm.

$V_a$  = Corte en la dirección corta, t/m.

$V_b$  = Corte en la dirección larga, t/m.










$C_a$  = Coeficiente de momento y corte en la dirección corta respectivamente.

$C_b$  = Coeficiente de momento y corte en la dirección larga respectivamente.

$q$  = Carga distribuida, t/m<sup>2</sup>.

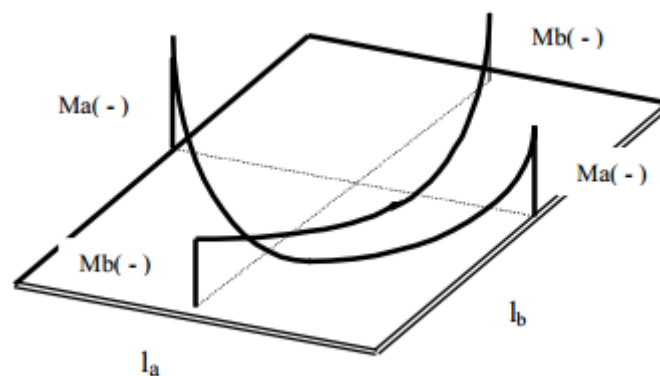
**Tabla 25** Coeficiente para calcular el momento negativo en losas de dos direcciones.

$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2$   
 $M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$  donde  $w$  = carga muerta más viva uniforme total

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$									
1.00	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.045 0.045	0.076 0.076	0.050 0.050	0.075 0.075	0.071 0.071	0.071 0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.050 0.041	0.077 0.072	0.055 0.045	0.079 0.079	0.075 0.075	0.067 0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.055 0.037	0.078 0.070	0.060 0.040	0.080 0.080	0.079 0.079	0.062 0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.060 0.031	0.079 0.065	0.066 0.034	0.082 0.082	0.083 0.083	0.057 0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.065 0.027	0.080 0.061	0.071 0.029	0.083 0.083	0.086 0.086	0.051 0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.069 0.022	0.081 0.056	0.076 0.024	0.085 0.085	0.088 0.088	0.044 0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.074 0.017	0.082 0.050	0.081 0.019	0.086 0.086	0.091 0.091	0.038 0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.077 0.014	0.083 0.043	0.085 0.015	0.087 0.087	0.093 0.093	0.031 0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.081 0.010	0.084 0.035	0.089 0.011	0.088 0.088	0.095 0.095	0.024 0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.084 0.007	0.085 0.028	0.092 0.008	0.089 0.089	0.096 0.096	0.019 0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.086 0.006	0.086 0.022	0.094 0.006	0.090 0.090	0.097 0.097	0.014 0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

Un borde sombreado indica que existe continuidad o la losa esta empotrada en el apoyo. Un borde sin sombra indica que el apoyo no ofrece ninguna restricción al giro torsional de la losa.

(Fuente: Estructuras de hormigón diseño de losas 2D, 177)



**Figura 63** Momentos negativos en losas de dos direcciones.  
 (Fuente: Estructuras de hormigón diseño de losas 2D, 177)

**Tabla 26** Coeficiente para calcular el momento positivo por carga muerta en losas de dos direcciones.

$$M_{a, pos, dl} = C_{a, dl} w l_a^2$$

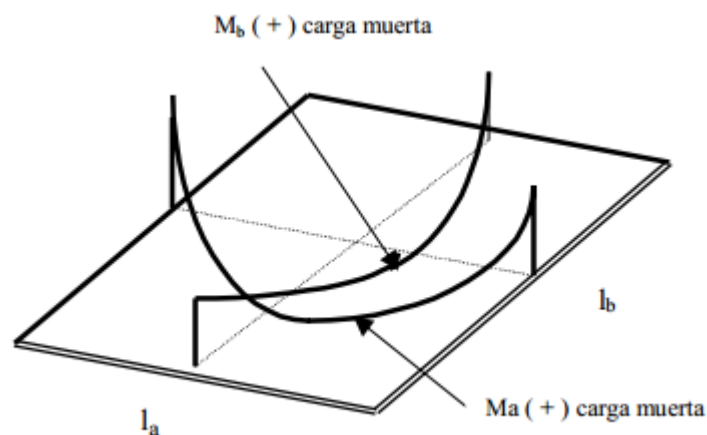
$$M_{b, pos, dl} = C_{b, dl} w l_b^2$$

donde  $w$  = carga muerta uniforme total

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$									
1.00	$C_{a, dl}$ 0.036	$C_{a, dl}$ 0.018	$C_{a, dl}$ 0.018	$C_{a, dl}$ 0.027	$C_{a, dl}$ 0.027	$C_{a, dl}$ 0.033	$C_{a, dl}$ 0.027	$C_{a, dl}$ 0.020	$C_{a, dl}$ 0.023
	$C_{b, dl}$ 0.036	$C_{b, dl}$ 0.018	$C_{b, dl}$ 0.027	$C_{b, dl}$ 0.027	$C_{b, dl}$ 0.018	$C_{b, dl}$ 0.027	$C_{b, dl}$ 0.033	$C_{b, dl}$ 0.023	$C_{b, dl}$ 0.020
0.95	$C_{a, dl}$ 0.040	$C_{a, dl}$ 0.020	$C_{a, dl}$ 0.021	$C_{a, dl}$ 0.030	$C_{a, dl}$ 0.028	$C_{a, dl}$ 0.036	$C_{a, dl}$ 0.031	$C_{a, dl}$ 0.022	$C_{a, dl}$ 0.024
	$C_{b, dl}$ 0.033	$C_{b, dl}$ 0.016	$C_{b, dl}$ 0.025	$C_{b, dl}$ 0.024	$C_{b, dl}$ 0.015	$C_{b, dl}$ 0.024	$C_{b, dl}$ 0.031	$C_{b, dl}$ 0.021	$C_{b, dl}$ 0.017
0.90	$C_{a, dl}$ 0.045	$C_{a, dl}$ 0.022	$C_{a, dl}$ 0.025	$C_{a, dl}$ 0.033	$C_{a, dl}$ 0.029	$C_{a, dl}$ 0.039	$C_{a, dl}$ 0.035	$C_{a, dl}$ 0.025	$C_{a, dl}$ 0.026
	$C_{b, dl}$ 0.029	$C_{b, dl}$ 0.014	$C_{b, dl}$ 0.024	$C_{b, dl}$ 0.022	$C_{b, dl}$ 0.013	$C_{b, dl}$ 0.021	$C_{b, dl}$ 0.028	$C_{b, dl}$ 0.019	$C_{b, dl}$ 0.015
0.85	$C_{a, dl}$ 0.050	$C_{a, dl}$ 0.024	$C_{a, dl}$ 0.029	$C_{a, dl}$ 0.036	$C_{a, dl}$ 0.031	$C_{a, dl}$ 0.042	$C_{a, dl}$ 0.040	$C_{a, dl}$ 0.029	$C_{a, dl}$ 0.028
	$C_{b, dl}$ 0.026	$C_{b, dl}$ 0.012	$C_{b, dl}$ 0.022	$C_{b, dl}$ 0.019	$C_{b, dl}$ 0.011	$C_{b, dl}$ 0.017	$C_{b, dl}$ 0.025	$C_{b, dl}$ 0.017	$C_{b, dl}$ 0.013
0.80	$C_{a, dl}$ 0.056	$C_{a, dl}$ 0.026	$C_{a, dl}$ 0.034	$C_{a, dl}$ 0.039	$C_{a, dl}$ 0.032	$C_{a, dl}$ 0.045	$C_{a, dl}$ 0.045	$C_{a, dl}$ 0.032	$C_{a, dl}$ 0.029
	$C_{b, dl}$ 0.023	$C_{b, dl}$ 0.011	$C_{b, dl}$ 0.020	$C_{b, dl}$ 0.016	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.015	$C_{b, dl}$ 0.022	$C_{b, dl}$ 0.015	$C_{b, dl}$ 0.010
0.75	$C_{a, dl}$ 0.061	$C_{a, dl}$ 0.028	$C_{a, dl}$ 0.040	$C_{a, dl}$ 0.043	$C_{a, dl}$ 0.033	$C_{a, dl}$ 0.048	$C_{a, dl}$ 0.051	$C_{a, dl}$ 0.036	$C_{a, dl}$ 0.031
	$C_{b, dl}$ 0.019	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.018	$C_{b, dl}$ 0.013	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.012	$C_{b, dl}$ 0.020	$C_{b, dl}$ 0.013	$C_{b, dl}$ 0.007
0.70	$C_{a, dl}$ 0.068	$C_{a, dl}$ 0.030	$C_{a, dl}$ 0.046	$C_{a, dl}$ 0.046	$C_{a, dl}$ 0.035	$C_{a, dl}$ 0.051	$C_{a, dl}$ 0.058	$C_{a, dl}$ 0.040	$C_{a, dl}$ 0.033
	$C_{b, dl}$ 0.016	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.016	$C_{b, dl}$ 0.011	$C_{b, dl}$ 0.005	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.017	$C_{b, dl}$ 0.011	$C_{b, dl}$ 0.006
0.65	$C_{a, dl}$ 0.074	$C_{a, dl}$ 0.032	$C_{a, dl}$ 0.054	$C_{a, dl}$ 0.050	$C_{a, dl}$ 0.036	$C_{a, dl}$ 0.054	$C_{a, dl}$ 0.065	$C_{a, dl}$ 0.044	$C_{a, dl}$ 0.034
	$C_{b, dl}$ 0.013	$C_{b, dl}$ 0.006	$C_{b, dl}$ 0.014	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.004	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.014	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.005
0.60	$C_{a, dl}$ 0.081	$C_{a, dl}$ 0.034	$C_{a, dl}$ 0.062	$C_{a, dl}$ 0.053	$C_{a, dl}$ 0.037	$C_{a, dl}$ 0.056	$C_{a, dl}$ 0.073	$C_{a, dl}$ 0.048	$C_{a, dl}$ 0.036
	$C_{b, dl}$ 0.010	$C_{b, dl}$ 0.004	$C_{b, dl}$ 0.011	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.003	$C_{b, dl}$ 0.006	$C_{b, dl}$ 0.012	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.004
0.55	$C_{a, dl}$ 0.088	$C_{a, dl}$ 0.035	$C_{a, dl}$ 0.071	$C_{a, dl}$ 0.056	$C_{a, dl}$ 0.038	$C_{a, dl}$ 0.058	$C_{a, dl}$ 0.081	$C_{a, dl}$ 0.052	$C_{a, dl}$ 0.037
	$C_{b, dl}$ 0.008	$C_{b, dl}$ 0.003	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.005	$C_{b, dl}$ 0.002	$C_{b, dl}$ 0.004	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.005	$C_{b, dl}$ 0.003
0.50	$C_{a, dl}$ 0.095	$C_{a, dl}$ 0.037	$C_{a, dl}$ 0.080	$C_{a, dl}$ 0.059	$C_{a, dl}$ 0.039	$C_{a, dl}$ 0.061	$C_{a, dl}$ 0.089	$C_{a, dl}$ 0.056	$C_{a, dl}$ 0.038
	$C_{b, dl}$ 0.006	$C_{b, dl}$ 0.002	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.004	$C_{b, dl}$ 0.001	$C_{b, dl}$ 0.003	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.004	$C_{b, dl}$ 0.002

Un borde sombreado indica que existe continuidad o la losa esta empotrada en el apoyo. Un borde sin sombra indica que el apoyo no ofrece ninguna restricción al giro torsional de la losa.

(Fuente: Estructuras de hormigón diseño de losas 2D, 178)












**Figura 64** Momentos positivos por carga muerta en losas de dos direcciones.

(Fuente: Estructuras de hormigón diseño de losas 2D, 179)

**Tabla 27** Coeficiente para calcular el momento positivo por carga viva en losas de dos direcciones.

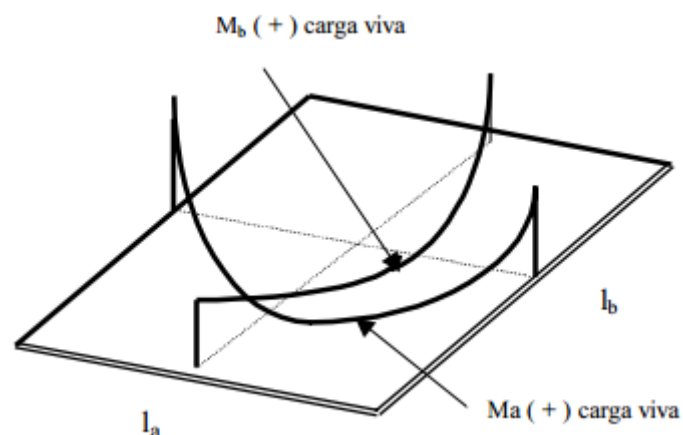
$$M_{a, pos, ll} = C_{a, ll} w l_a^2 \quad \text{donde } w = \text{carga viva uniforme total}$$

$$M_{b, pos, ll} = C_{b, ll} w l_b^2$$

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$									
1.00	$C_{a, ll}$ 0.036 $C_{b, ll}$ 0.036	$C_{a, ll}$ 0.027 $C_{b, ll}$ 0.027	$C_{a, ll}$ 0.027 $C_{b, ll}$ 0.032	$C_{a, ll}$ 0.032 $C_{b, ll}$ 0.032	$C_{a, ll}$ 0.032 $C_{b, ll}$ 0.027	$C_{a, ll}$ 0.035 $C_{b, ll}$ 0.032	$C_{a, ll}$ 0.032 $C_{b, ll}$ 0.035	$C_{a, ll}$ 0.028 $C_{b, ll}$ 0.030	$C_{a, ll}$ 0.030 $C_{b, ll}$ 0.028
0.95	$C_{a, ll}$ 0.040 $C_{b, ll}$ 0.033	$C_{a, ll}$ 0.030 $C_{b, ll}$ 0.025	$C_{a, ll}$ 0.031 $C_{b, ll}$ 0.029	$C_{a, ll}$ 0.035 $C_{b, ll}$ 0.029	$C_{a, ll}$ 0.034 $C_{b, ll}$ 0.024	$C_{a, ll}$ 0.038 $C_{b, ll}$ 0.029	$C_{a, ll}$ 0.036 $C_{b, ll}$ 0.032	$C_{a, ll}$ 0.031 $C_{b, ll}$ 0.027	$C_{a, ll}$ 0.032 $C_{b, ll}$ 0.025
0.90	$C_{a, ll}$ 0.045 $C_{b, ll}$ 0.029	$C_{a, ll}$ 0.034 $C_{b, ll}$ 0.022	$C_{a, ll}$ 0.035 $C_{b, ll}$ 0.027	$C_{a, ll}$ 0.039 $C_{b, ll}$ 0.026	$C_{a, ll}$ 0.037 $C_{b, ll}$ 0.021	$C_{a, ll}$ 0.042 $C_{b, ll}$ 0.025	$C_{a, ll}$ 0.040 $C_{b, ll}$ 0.029	$C_{a, ll}$ 0.035 $C_{b, ll}$ 0.024	$C_{a, ll}$ 0.036 $C_{b, ll}$ 0.022
0.85	$C_{a, ll}$ 0.050 $C_{b, ll}$ 0.026	$C_{a, ll}$ 0.037 $C_{b, ll}$ 0.019	$C_{a, ll}$ 0.040 $C_{b, ll}$ 0.024	$C_{a, ll}$ 0.043 $C_{b, ll}$ 0.023	$C_{a, ll}$ 0.041 $C_{b, ll}$ 0.019	$C_{a, ll}$ 0.046 $C_{b, ll}$ 0.022	$C_{a, ll}$ 0.045 $C_{b, ll}$ 0.026	$C_{a, ll}$ 0.040 $C_{b, ll}$ 0.022	$C_{a, ll}$ 0.039 $C_{b, ll}$ 0.020
0.80	$C_{a, ll}$ 0.056 $C_{b, ll}$ 0.023	$C_{a, ll}$ 0.041 $C_{b, ll}$ 0.017	$C_{a, ll}$ 0.045 $C_{b, ll}$ 0.022	$C_{a, ll}$ 0.048 $C_{b, ll}$ 0.020	$C_{a, ll}$ 0.044 $C_{b, ll}$ 0.016	$C_{a, ll}$ 0.051 $C_{b, ll}$ 0.019	$C_{a, ll}$ 0.051 $C_{b, ll}$ 0.023	$C_{a, ll}$ 0.044 $C_{b, ll}$ 0.019	$C_{a, ll}$ 0.042 $C_{b, ll}$ 0.017
0.75	$C_{a, ll}$ 0.061 $C_{b, ll}$ 0.019	$C_{a, ll}$ 0.045 $C_{b, ll}$ 0.014	$C_{a, ll}$ 0.051 $C_{b, ll}$ 0.019	$C_{a, ll}$ 0.052 $C_{b, ll}$ 0.016	$C_{a, ll}$ 0.047 $C_{b, ll}$ 0.013	$C_{a, ll}$ 0.055 $C_{b, ll}$ 0.016	$C_{a, ll}$ 0.056 $C_{b, ll}$ 0.020	$C_{a, ll}$ 0.049 $C_{b, ll}$ 0.016	$C_{a, ll}$ 0.046 $C_{b, ll}$ 0.013
0.70	$C_{a, ll}$ 0.068 $C_{b, ll}$ 0.016	$C_{a, ll}$ 0.049 $C_{b, ll}$ 0.012	$C_{a, ll}$ 0.057 $C_{b, ll}$ 0.016	$C_{a, ll}$ 0.057 $C_{b, ll}$ 0.014	$C_{a, ll}$ 0.051 $C_{b, ll}$ 0.011	$C_{a, ll}$ 0.060 $C_{b, ll}$ 0.013	$C_{a, ll}$ 0.063 $C_{b, ll}$ 0.017	$C_{a, ll}$ 0.054 $C_{b, ll}$ 0.014	$C_{a, ll}$ 0.050 $C_{b, ll}$ 0.011
0.65	$C_{a, ll}$ 0.074 $C_{b, ll}$ 0.013	$C_{a, ll}$ 0.053 $C_{b, ll}$ 0.010	$C_{a, ll}$ 0.064 $C_{b, ll}$ 0.014	$C_{a, ll}$ 0.062 $C_{b, ll}$ 0.011	$C_{a, ll}$ 0.055 $C_{b, ll}$ 0.009	$C_{a, ll}$ 0.064 $C_{b, ll}$ 0.010	$C_{a, ll}$ 0.070 $C_{b, ll}$ 0.014	$C_{a, ll}$ 0.059 $C_{b, ll}$ 0.011	$C_{a, ll}$ 0.054 $C_{b, ll}$ 0.009
0.60	$C_{a, ll}$ 0.081 $C_{b, ll}$ 0.010	$C_{a, ll}$ 0.058 $C_{b, ll}$ 0.007	$C_{a, ll}$ 0.071 $C_{b, ll}$ 0.011	$C_{a, ll}$ 0.067 $C_{b, ll}$ 0.009	$C_{a, ll}$ 0.059 $C_{b, ll}$ 0.007	$C_{a, ll}$ 0.068 $C_{b, ll}$ 0.008	$C_{a, ll}$ 0.077 $C_{b, ll}$ 0.011	$C_{a, ll}$ 0.065 $C_{b, ll}$ 0.009	$C_{a, ll}$ 0.059 $C_{b, ll}$ 0.007
0.55	$C_{a, ll}$ 0.088 $C_{b, ll}$ 0.008	$C_{a, ll}$ 0.062 $C_{b, ll}$ 0.006	$C_{a, ll}$ 0.080 $C_{b, ll}$ 0.009	$C_{a, ll}$ 0.072 $C_{b, ll}$ 0.007	$C_{a, ll}$ 0.063 $C_{b, ll}$ 0.005	$C_{a, ll}$ 0.073 $C_{b, ll}$ 0.006	$C_{a, ll}$ 0.085 $C_{b, ll}$ 0.009	$C_{a, ll}$ 0.070 $C_{b, ll}$ 0.007	$C_{a, ll}$ 0.063 $C_{b, ll}$ 0.006
0.50	$C_{a, ll}$ 0.095 $C_{b, ll}$ 0.006	$C_{a, ll}$ 0.066 $C_{b, ll}$ 0.004	$C_{a, ll}$ 0.088 $C_{b, ll}$ 0.007	$C_{a, ll}$ 0.077 $C_{b, ll}$ 0.005	$C_{a, ll}$ 0.067 $C_{b, ll}$ 0.004	$C_{a, ll}$ 0.078 $C_{b, ll}$ 0.005	$C_{a, ll}$ 0.092 $C_{b, ll}$ 0.007	$C_{a, ll}$ 0.076 $C_{b, ll}$ 0.005	$C_{a, ll}$ 0.067 $C_{b, ll}$ 0.004

Un borde sombreado indica que existe continuidad o la losa esta empotrada en el apoyo. Un borde sin sombra indica que el apoyo no ofrece ninguna restricción al giro torsional de la losa.

(Fuente: Estructuras de hormigón diseño de losas 2D, 179)



**Figura 65** Momentos positivos por carga viva en losas de dos direcciones.  
(Fuente: Estructuras de hormigón diseño de losas 2D, 179)

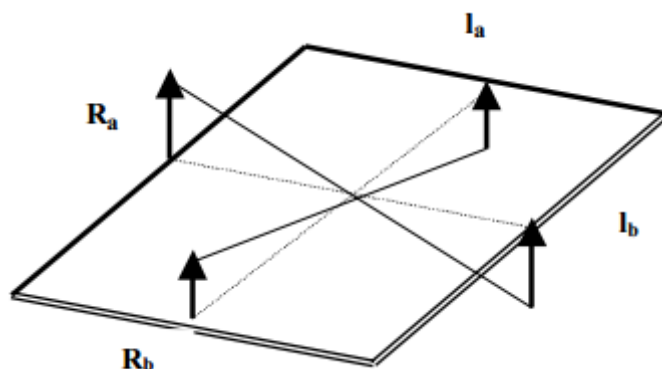


**Tabla 28** Coeficiente para calcular la cortante y reacciones en los apoyos en losas de dos direcciones.

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$W_a$ 0.50 $W_b$ 0.50	$W_a$ 0.50 $W_b$ 0.50	$W_a$ 0.17 $W_b$ 0.83	$W_a$ 0.50 $W_b$ 0.50	$W_a$ 0.83 $W_b$ 0.17	$W_a$ 0.71 $W_b$ 0.29	$W_a$ 0.29 $W_b$ 0.71	$W_a$ 0.33 $W_b$ 0.67	$W_a$ 0.67 $W_b$ 0.33
0.95	$W_a$ 0.55 $W_b$ 0.45	$W_a$ 0.55 $W_b$ 0.45	$W_a$ 0.20 $W_b$ 0.80	$W_a$ 0.55 $W_b$ 0.45	$W_a$ 0.86 $W_b$ 0.14	$W_a$ 0.75 $W_b$ 0.25	$W_a$ 0.33 $W_b$ 0.67	$W_a$ 0.38 $W_b$ 0.62	$W_a$ 0.71 $W_b$ 0.29
0.90	$W_a$ 0.60 $W_b$ 0.40	$W_a$ 0.60 $W_b$ 0.40	$W_a$ 0.23 $W_b$ 0.77	$W_a$ 0.60 $W_b$ 0.40	$W_a$ 0.88 $W_b$ 0.12	$W_a$ 0.79 $W_b$ 0.21	$W_a$ 0.38 $W_b$ 0.62	$W_a$ 0.43 $W_b$ 0.57	$W_a$ 0.75 $W_b$ 0.25
0.85	$W_a$ 0.66 $W_b$ 0.34	$W_a$ 0.66 $W_b$ 0.34	$W_a$ 0.28 $W_b$ 0.72	$W_a$ 0.66 $W_b$ 0.34	$W_a$ 0.90 $W_b$ 0.10	$W_a$ 0.83 $W_b$ 0.17	$W_a$ 0.43 $W_b$ 0.57	$W_a$ 0.49 $W_b$ 0.51	$W_a$ 0.79 $W_b$ 0.21
0.80	$W_a$ 0.71 $W_b$ 0.29	$W_a$ 0.71 $W_b$ 0.29	$W_a$ 0.33 $W_b$ 0.67	$W_a$ 0.71 $W_b$ 0.29	$W_a$ 0.92 $W_b$ 0.08	$W_a$ 0.86 $W_b$ 0.14	$W_a$ 0.49 $W_b$ 0.51	$W_a$ 0.55 $W_b$ 0.45	$W_a$ 0.83 $W_b$ 0.17
0.75	$W_a$ 0.76 $W_b$ 0.24	$W_a$ 0.76 $W_b$ 0.24	$W_a$ 0.39 $W_b$ 0.61	$W_a$ 0.76 $W_b$ 0.24	$W_a$ 0.94 $W_b$ 0.06	$W_a$ 0.88 $W_b$ 0.12	$W_a$ 0.56 $W_b$ 0.44	$W_a$ 0.61 $W_b$ 0.39	$W_a$ 0.86 $W_b$ 0.14
0.70	$W_a$ 0.81 $W_b$ 0.19	$W_a$ 0.81 $W_b$ 0.19	$W_a$ 0.45 $W_b$ 0.55	$W_a$ 0.81 $W_b$ 0.19	$W_a$ 0.95 $W_b$ 0.05	$W_a$ 0.91 $W_b$ 0.09	$W_a$ 0.62 $W_b$ 0.38	$W_a$ 0.68 $W_b$ 0.32	$W_a$ 0.89 $W_b$ 0.11
0.65	$W_a$ 0.85 $W_b$ 0.15	$W_a$ 0.85 $W_b$ 0.15	$W_a$ 0.53 $W_b$ 0.47	$W_a$ 0.85 $W_b$ 0.15	$W_a$ 0.96 $W_b$ 0.04	$W_a$ 0.93 $W_b$ 0.07	$W_a$ 0.69 $W_b$ 0.31	$W_a$ 0.74 $W_b$ 0.26	$W_a$ 0.92 $W_b$ 0.08
0.60	$W_a$ 0.89 $W_b$ 0.11	$W_a$ 0.89 $W_b$ 0.11	$W_a$ 0.61 $W_b$ 0.39	$W_a$ 0.89 $W_b$ 0.11	$W_a$ 0.97 $W_b$ 0.03	$W_a$ 0.95 $W_b$ 0.05	$W_a$ 0.76 $W_b$ 0.24	$W_a$ 0.80 $W_b$ 0.20	$W_a$ 0.94 $W_b$ 0.06
0.55	$W_a$ 0.92 $W_b$ 0.08	$W_a$ 0.92 $W_b$ 0.08	$W_a$ 0.69 $W_b$ 0.31	$W_a$ 0.92 $W_b$ 0.08	$W_a$ 0.98 $W_b$ 0.02	$W_a$ 0.96 $W_b$ 0.04	$W_a$ 0.81 $W_b$ 0.19	$W_a$ 0.85 $W_b$ 0.15	$W_a$ 0.95 $W_b$ 0.05
0.50	$W_a$ 0.94 $W_b$ 0.06	$W_a$ 0.94 $W_b$ 0.06	$W_a$ 0.76 $W_b$ 0.24	$W_a$ 0.94 $W_b$ 0.06	$W_a$ 0.99 $W_b$ 0.01	$W_a$ 0.97 $W_b$ 0.03	$W_a$ 0.86 $W_b$ 0.14	$W_a$ 0.89 $W_b$ 0.11	$W_a$ 0.97 $W_b$ 0.03

Un borde sombreado indica que existe continuidad o la losa esta empotrada en el apoyo. Un borde sin sombra indica que el apoyo no ofrece ninguna restricción al giro torsional de la losa.

(Fuente: Estructuras de hormigón diseño de losas 2D, 180)



**Figura 66** Reacciones y cortantes en losas de dos direcciones.  
(Fuente: Estructuras de hormigón diseño de losas 2D, 180)



Por lo tanto por suposición de efectos entre las cargas puntuales, fuerzas distribuidas y la fuerza sísmica tenemos las siguientes formulas:

- Para tanques de hormigón:

$$M_a = C_a W_u l_a^2 + M_u$$

$$M_b = C_b W_u l_b^2 + M_u$$

$$V_a = C_a W_u l_a/2 + W_{us}$$

$$V_b = C_b W_u l_b/2 + W_{us}$$

Donde:

**$M_a$**  = Momento en la dirección corta, tm/m.

**$M_b$**  = Momento en la dirección larga, tm/m.

**$V_a$**  = Corte en la dirección corta, t/m.

**$V_b$**  = Corte en la dirección larga, t/m.

**$C_a$**  = Coeficiente de momento y corte en la dirección corta respectivamente.

**$C_b$**  = Coeficiente de momento y corte en la dirección larga respectivamente.

**$W_u$**  = Carga distribuida, t/m<sup>2</sup>/m.

**$M_u$**  = Momento puntual en la base de la pared, tm/m.

Obtendremos momentos negativos debido a que existe una enorme flexión en las paredes a causa del líquido almacenado en tanques de hormigón, es decir la cimentación es flejada positivamente y el corte máximo tendremos en los extremos debido al peso de las paredes que es la mayor fuerza puntual que soporta la cimentación. Debido a que todo el perímetro de la cimentación está rodeada por la pared del tanque, esto provoca que tenga una condición de borde de empotramiento, por lo tanto los coeficientes de momento y corte se elegirán para este tipo de condición de borde.

En tanques de acero obtendremos momentos positivos y negativos, debido a que el tanque esta simplemente apoyado sobre la losa de cimentación y no existe transferencia del momento que se genera en las paredes del tanque hacia la losa de cimentación.

- **Diseño de la losa de cimentación.**

- Diseño del espesor de la losa de cimentación

Para obtener el peralte de la cimentación lo calculamos por medio del corte máximo y el momento máximo de la siguiente forma:

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}$$

- Debido al corte

Iguualamos las dos expresiones y despejamos el peralte **d**

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_{Est} d$$

- Debido al momento

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'c b_{Est}}}$$

Se calcula el peralte por el momento máximo por que las paredes transmiten momentos enormes y el acero de refuerzo necesario sobrepasa el acero máximo permitido.

- Diseño del acero de refuerzo de la losa de cimentación

Para terminar la cimentación calculamos el acero de refuerzo con las siguientes formulas:

- Acero de refuerzo por sollicitación del momento mayorado ultimo **Mu**

$$A_s = 0.85 \frac{f'c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'c}} \right]$$

- Acero de refuerzo mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

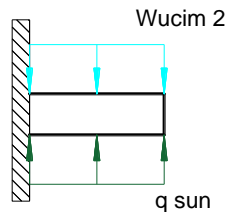
- Acero de refuerzo máximo

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

- Análisis del pie del tanque

El pie del tanque se diseña como una viga en voladizo que debe resistir el peso de la cimentación y la presión de contacto del suelo como se ve en la Figura 67.

Por medio del análisis estático obtenemos el momento y corte máximo



**Figura 67** Cargas actuantes en el pie del tanque.  
(Fuente: Elaboración propia)

- Diseño del pie del tanque
  - Cálculo del peralte del pie de cimentación

Para obtener el peralte del pie de la cimentación lo calculamos por medio del corte máximo y el momento máximo de la siguiente forma:

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}$$

- Debido al corte

Igualemos las dos expresiones y despejamos el peralte **d**

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_{Est} d$$

- Debido al momento

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c b_{Est}}}$$

- Diseño del acero de refuerzo de la losa de cimentación

Calculamos el acero de refuerzo con las siguientes formulas:

- Acero de refuerzo por sollicitación del momento mayorado ultimo  
**Mu**

$$As = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 Mu}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

- Acero de refuerzo mínimo

$$As_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$As_{min} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

- Acero de refuerzo máximo

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

### 2.10.3.2 Losa de Cimentación de un Tanque Circular de Hormigón.

La losa de cimentación debe ser diseñada para resistir el peso de las paredes, el peso del líquido contenido, la presión de contacto del suelo, el peso propio y los efectos sísmicos del líquido contenido.

- Análisis de la losa de cimentación

En el análisis usaremos el Método de las Franjas que se basa en la teoría elástica, usaremos una franja de 1 metro de ancho, y en donde obtendremos el acero de refuerzo por cada metro, el proceso de cálculo es el siguiente:

1. Obtenemos las cargas últimas de diseño, multiplicando el factor de mayoración por la fuerza.

$$Wu_{r1} = FC_{muerta} W_r$$

$$Wu_{s1} = FC_{muerta} W_s$$

$$Wu_{cim1} = FC_{muerta} W_{cim}$$

$$Wu_{L1} = FC_{viva} W_L$$

Donde:

$Wu_{r1}$  = Peso del techo mayorado, t.

$Wu_{s1}$  = Peso de las paredes mayorado, t.

$Wu_{cim\ 1}$  = Peso de la cimentación mayorado, t.

$Wu_{L\ 1}$  = Peso Del líquido almacenado mayorado, t.

2. Obtenemos la presión de contacto.

$$R = Wu_{r\ 1} + Wu_{s\ 1} + Wu_{cim\ 1} + Wu_{L\ 1}$$

$$A_T = \pi \frac{D_{cim}^2}{4}$$

$$q_{sun\ 1} = \frac{R}{A_T}$$

Donde:

$R$  = Sumatoria de las fuerzas actuantes, t.

$A_T$  = Área total de la losa de cimentación, m<sup>2</sup>.

$D_{cim}$  = Diámetro de la losa de cimentación, m.

$q_{sun\ 1}$  = Presión pseudoultima del suelo, t/m<sup>2</sup>.

3. Equilibrio de fuerzas que actúan.

$$\Sigma F_y = 0$$

$$2 \frac{Wu_r + Wu_s}{\pi D} + \frac{Wu_L}{A_L} D + \frac{Wu_{cim}}{A_T} D_{cim} = q_{sun} D_{cim}$$

4. Si no están en equilibrio la fuerza, obtenemos un factor de ajuste, para ajustar al valor mayor.
5. Ajustamos las fuerzas y obtenemos el diagrama de cuerpo libre resultante que se muestra en la Figura 68.

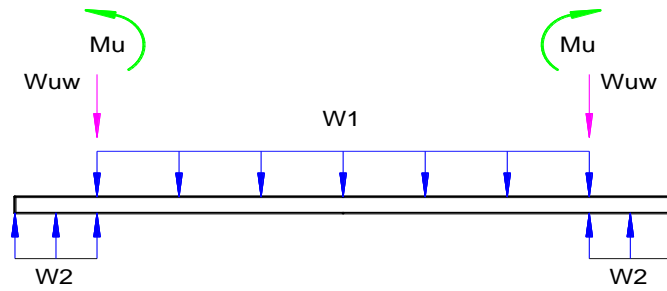
$$q_{sun} = q_{sun\ 1} f_{ajus}$$

$$Wu_r = Wu_{r\ 1} f_{ajus}$$

$$Wu_s = Wu_{s\ 1} f_{ajus}$$

$$Wu_{cim} = Wu_{cim\ 1} f_{ajus}$$

$$Wu_L = Wu_{L\ 1} f_{ajus}$$



**Figura 68** Diagrama de cuerpo libre resultante de la losa de cimentación de un tanque circular de hormigón.  
(Fuente: Elaboración propia)

$$W_1 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} - \frac{Wu_L}{A_L}$$

$$W_2 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T}$$

$$Wu_w = \frac{Wu_s + Wu_r}{\pi D}$$

Donde:

**Mu**= Momento último en la base de la pared, obtenido del diseño del tanque, tm/m.

**Wu<sub>r1</sub>**= Peso del techo ajustado, t.

**Wu<sub>s1</sub>** = Peso de las paredes ajustado, t.

**Wu<sub>cim1</sub>** = Peso de la cimentación ajustado, t.

**Wu<sub>L1</sub>**= Peso del líquido almacenado ajustado, t.

**q<sub>sun1</sub>** = Presión pseudoultima del suelo ajustado, t/m<sup>2</sup>.

**W<sub>1</sub>**= Fuerza resultante entre el peso del líquido, peso de la cimentación y la presión del suelo, t/m.

**W<sub>2</sub>**= Fuerza resultante entre el peso de la cimentación y la presión del suelo, t/m.

**Wu<sub>w</sub>**= Peso del techo y la pared del tanque, t.

**A<sub>L</sub>**= Área del líquido almacenado, m<sup>2</sup>.

**D**= Diámetro del tanque, m.

6. Por medio de la teoría elástica obtenemos los diagramas de corte y momento.

- Diseño de la losa de cimentación
  - Cálculo del peralte del pie de cimentación

Para obtener el peralte del pie de la cimentación lo calculamos por medio del corte máximo y el momento máximo de la siguiente forma:

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}$$

- Debido al corte

Igualamos las dos expresiones y despejamos el peralte **d**

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_{Est} d$$

- Debido al momento

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi f'c b_{Est}}}$$

- Diseño del acero de refuerzo de la losa de cimentación

Calculamos el acero de refuerzo con las siguientes formulas:

- Acero de refuerzo por sollicitación del momento mayorado ultimo  
**Mu**

$$A_s = 0.85 \frac{f'c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'c}} \right]$$

- Acero de refuerzo mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 b_{Es} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

- Acero de refuerzo máximo

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

### 2.10.3.3 Losa de cimentación de un tanque circular de acero.

Al igual que la losa de cimentación para un tanque circular de hormigón, se diseña para resistir el peso de las paredes, el peso del líquido contenido, la presión de contacto del suelo, el peso propio y los efectos sísmicos del líquido contenido; con la única diferencia que las paredes del tanque no transmite el momento, debido a que el tanque de acero esta simplemente apoyado sobre la losa y no transmite el momento que soporta las paredes del tanque de acero.

- Análisis de la losa de cimentación

En el análisis usaremos el Método de las Franjas que se basa en la teoría elástica, usaremos una franja de 1 metro de ancho, y en donde obtendremos el acero de refuerzo por cada metro, el proceso de cálculo es el siguiente:

1. Obtenemos las cargas últimas de diseño, multiplicando el factor de mayoración por la fuerza.

$$Wu_{r1} = FC_{muerta} W_r$$

$$Wu_{s1} = FC_{muerta} W_s$$

$$Wu_{cim1} = FC_{muerta} W_{cim}$$

$$Wu_{L1} = FC_{viva} W_L$$

Donde:

$Wu_{r1}$  = Peso del techo mayorado, t.

$Wu_{s1}$  = Peso de las paredes mayorado, t.

$Wu_{cim1}$  = Peso de la cimentación mayorado, t.

$Wu_{L1}$  = Peso Del líquido almacenado mayorado, t.

2. Obtenemos la presión de contacto.

$$R = Wu_{r1} + Wu_{s1} + Wu_{cim1} + Wu_{L1}$$

$$A_T = \pi \frac{D_{cim}^2}{4}$$

$$q_{sun1} = \frac{R}{A_T}$$



Donde:

$R$  = Sumatoria de las fuerzas actuantes, t.

$A_T$  = Área total de la losa de cimentación, m<sup>2</sup>.

$D_{cim}$  = Diámetro de la losa de cimentación, m.

$q_{sun\ 1}$  = Presión pseudoultima del suelo, t/m<sup>2</sup>.

3. Equilibrio de fuerzas que actúan.

$$\Sigma F_y = 0$$

$$2 \frac{Wu_r + Wu_s}{\pi D} + \frac{Wu_L}{A_L} D + \frac{Wu_{cim}}{A_T} D_{cim} = q_{sun} D_{cim}$$

4. Si no están en equilibrio la fuerza, obtenemos un factor de ajuste, para ajustar al valor mayor.
5. Ajustamos las fuerzas y obtenemos el diagrama de cuerpo libre resultante que se muestra en la Figura 69.

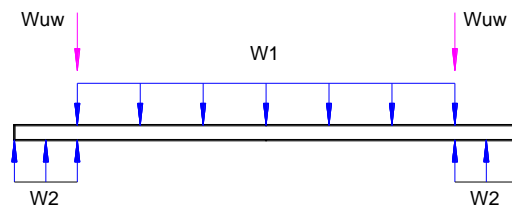
$$q_{sun} = q_{sun\ 1} f_{ajus}$$

$$Wu_r = Wu_{r\ 1} f_{ajus}$$

$$Wu_s = Wu_{s\ 1} f_{ajus}$$

$$Wu_{cim} = Wu_{cim\ 1} f_{ajus}$$

$$Wu_L = Wu_{L\ 1} f_{ajus}$$



**Figura 69** Diagrama de cuerpo libre resultante de la losa de cimentación de un tanque circular de acero.

(Fuente: Elaboración propia)

$$W_1 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} - \frac{Wu_L}{A_L}$$

$$W_2 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T}$$

$$Wu_w = \frac{Wu_s + Wu_r}{\pi D}$$

Donde:

$Wu_r$  = Peso del techo ajustado, t.

$Wu_s$  = Peso de las paredes ajustado, t.

$Wu_{cim}$  = Peso de la cimentación ajustado, t.

$Wu_L$  = Peso del líquido almacenado ajustado, t.

$q_{sun}$  = Presión pseudoultima del suelo ajustado, t/m<sup>2</sup>.

$W_1$  = Fuerza resultante entre el peso del líquido, peso de la cimentación y la presión del suelo, t/m.

$W_2$  = Fuerza resultante entre el peso de la cimentación y la presión del suelo, t/m.

$Wu_w$  = Peso del techo y la pared del tanque, t.

$A_L$  = Área del líquido almacenado, m<sup>2</sup>.

$D$  = Diámetro del tanque, m.

6. Por medio de la teoría elástica obtenemos el corte y máximo.

- Diseño de la losa de cimentación
  - Cálculo del peralte del pie de cimentación

Para obtener el peralte del pie de la cimentación lo calculamos por medio del corte máximo y el momento máximo de la siguiente forma:

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}$$

- Debido al corte

Iguualamos las dos expresiones y despejamos el peralte **d**

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_{Est} d$$

- Debido al momento

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\mu f'c b_{Est}}}$$

- Diseño del acero de refuerzo de la losa de cimentación

Calculamos el acero de refuerzo con las siguientes formulas:

- Acero de refuerzo por sollicitación del momento mayorado ultimo **Mu**

$$As = 0.85 \frac{f'c}{fy} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 Mu}{\phi b_{Est} d^2 f'c}} \right]$$

- Acero de refuerzo mínimo

$$As_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'c} b_{Est} d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{1.4 b_{Est} d}{fy}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

- Acero de refuerzo máximo

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'c}{fy} \right) \left( \frac{6120}{6120 + fy} \right)$$

#### 2.10.4 Losa de Cimentación Rígida con Pilotes

El uso de pilotes es un tipo de cimentación profunda que se usa por lo general bajo las siguientes condiciones:

- Suelos de poca resistencia o altamente compresibles.
- Suelos expansivos y colapsables.

En este trabajo solo dimensionaremos el pilote y obtendremos la capacidad de carga del pilote, debido a que el diseño de la losa depende en cómo se haga la distribución de los pilotes.

##### 2.10.4.1 Uso de Pilotes en Tanques Rectangulares de Hormigón.

Para obtener la capacidad última del pilote aplicamos la siguiente ecuación:

$$F_{Mv} = \frac{Mv}{B_{cim} - D_{pil}}$$

$$q_{pil} = \frac{W_t + F_{Mv}}{\# pil}$$

Donde:

$F_{Mv}$  = Fuerza debido al momento de volcamiento, t.

$M_v$  = Momento de volcamiento, tm.

$B_{cim}$  = Ancho de la losa de cimentación, m.

$D_{pil}$  = Diámetro del pilote, m.

$W_t$  = Peso total del tanque, m.

$q_{pil}$  = Carga de diseño del pilote, t.

Para calcular el diámetro necesario del pilote aplicamos la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_{Est} d$$

$$D_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2}$$

Donde:

$V$  = Fuerza cortante debido al sismo, t.

$V_n$  = Corte nominal de la sección transversal del pilote, t.

$\phi = 0.75$ .

$b_{EST}$  = Ancho en estudio igual a 1 m.

$D_{cal}$  = Diámetro calculado del pilote, m.

$d$  = Peralte del pilote, m.

$\phi_{var}$  = Diámetro de la varilla, mm.

$REC$  = Recubrimiento del acero de refuerzo, cm.

#### 2.10.4.2 Uso de Pilotes en Tanques Circulares de Hormigón y de Acero.

Para obtener la capacidad última del pilote aplicamos la siguiente ecuación:

$$F_{Mv} = \frac{M_v}{D_{cim} - D_{pil}}$$

$$q_{pil} = \frac{Wt + F_{Mv}}{\# pil}$$

Donde:

$D_{cim}$  = Diámetro de la cimentación, m.

Para calcular el diámetro necesario del pilote aplicamos la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_{Est} d$$

$$D_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2}$$

## 2.11 ESTABILIDAD DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Se verifica la estabilidad del tanque por volcamiento, deslizamiento y por presiones del suelo.

- Estabilidad del tanque por volcamiento

En tanques de hormigón no se presentan problemas de este tipo, debido a que el peso de la estructura en hormigón es mucho mayor que las fuerzas de volcamiento. En cambio en tanques de acero se puede presentar problemas frente al volcamiento, ya que la estructura del tanque es liviana y las fuerzas de volcamiento son grandes; para solucionar el problema se juega con las dimensiones de la cimentación del tanque.

$$W_T = W_L + W_W + W_R + W_C$$

$$M_{EST} = W_T \frac{D_{cim}}{2}$$

$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_v}$$

Donde:

$W_T$  = Peso total del tanque, t.

$M_{EST}$  = Momento estabilizante, tm.

$M_v$  = Momento volcante, tm.

$FS_{VOLC}$  = Factor de seguridad al volcamiento.

- Estabilidad del tanque por deslizamiento

La estabilidad al deslizamiento está dado por el peso total del tanque y el coeficiente de rozamiento entre el suelo y la cimentación.

$$W_T = W_L + W_W + W_R + W_C$$

$$Fr = \mu W_T$$

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V}$$

Donde:

$Fr$  = Fuerza de rozamiento resistente al deslizamiento, t.

$V$  = Corte basal, fuerza que provoca el deslizamiento, t.

$FS_{DESL}$  = Factor de seguridad al deslizamiento.

- Estabilidad del tanque por presiones en el suelo

Las presiones que el tanque transmite al suelo no deben superar al esfuerzo admisible del suelo.

$$I = \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D_{cim}}{2} \right)^4$$

$$C = \frac{D_{cim}}{2} = 5.10 \text{ m}$$

$$\sigma_{S1} = \frac{W_T}{A_T} + \frac{M_S C}{I} \geq 0.00$$

$$\sigma_{S2} = \frac{W_T}{A_T} - \frac{M_S C}{I} \leq q_{adm}$$

## 2.12 DISEÑO SÍSMICO DE TUBERÍAS DE ACERO ENTERRADAS DE ACUERDO A LA AMERICAN LIFELINES ALLIANCE (ALA)

El diseño sísmico se basa en la deformación axial longitudinal, generada por la onda de propagación a lo largo de la tubería, esta onda propagación sísmica induce desplazamientos longitudinales, elípticos y radiales.

Mientras que las deformaciones por flexión se desprecian debido a que son pequeños para los diámetros típicos de tuberías.

La deformación axial por la onda de propagación puede ser aproximada usando las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon_a = \frac{V_g}{\alpha C_s} \quad \text{ALA 2001 (11-1)}$$

Donde:

$\varepsilon_a$  = Deformación axial de la tubería.

$V_g$  = Máxima velocidad del suelo debido a temblores de la tierra, m/s.

$C_s$  = Velocidad aparente de propagación de las ondas sísmicas (Conservadoramente se puede asumir 2000m/s), m/s.

$\alpha$  = 2.0 para  $C_s$  asociada con ondas de corte, 1.0 para otras.

La deformación axial producida por la onda sísmica de propagación no necesariamente debe ser mayor que la deformación axial inducida por la fricción entre el suelo y la tubería.

$$\varepsilon_a \leq \frac{T_u \lambda}{4 A E} \quad \text{ALA 2001 (11-2)}$$

Donde:

$T_u$  = Fuerza de fricción máxima por unidad de longitud entre el suelo y la tubería. Kg/m.

$\lambda$  = Longitud aparente de la onda sísmica en la superficie (1km si no existe información, conservadoramente).

$A$  = Sección transversal de la tubería, cm<sup>2</sup>.

$E$  = Módulo de elasticidad del material de la tubería (normalmente acero), kg/cm<sup>2</sup>.

Si solo tenemos la aceleración del suelo máximo podemos utilizar la Tabla 29 y la ecuación siguiente para obtener la velocidad máxima del suelo.

$$V_g = I_p PGV$$

$$PGA = Z$$

$$\frac{PGV}{PGA} = \beta$$

Donde:

$I_p$  = Factor de importancia de la tubería, Tabla 1.

$PGV$  = Velocidad máxima del suelo, m/s.

$PGA$  = Aceleración máxima del suelo, g.

$Z$  = aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, Figura 27.

$\beta$  = Coeficiente  $\beta$  para obtener la velocidad máxima del suelo.

**Tabla 29** Coeficiente  $\beta$  para obtener la velocidad máxima del suelo.

Momento de magnitud, Mw	Radio entre la máxima velocidad del suelo (cm/s) para la máxima aceleración del suelo (g) Distancia de la fuente al sitio (km)		
	0-20	20-50	50-100
<b>Roca</b>			
6,50	66,00	76,00	86,00
7,50	97,00	109,00	97,00
8,50	127,00	140,00	152,00
<b>Suelo Duro</b>			
6,50	94,00	102,00	109,00
7,50	140,00	127,00	155,00
8,50	180,00	188,00	193,00
<b>Suelo Blando</b>			
6,50	140,00	132,00	142,00
7,50	208,00	165,00	201,00
8,50	269,00	244,00	251,00

(Fuente: ALA 2001, 45)

La clasificación del suelo la podemos ver de acuerdo a la Tabla 30.



**Tabla 30** Clasificación del suelo.

Clase de suelo	Tipo de suelo	Velocidad de la onda de corte ( $V_s$ ), m/s	Resistencia de corte no drenada ( $S_u$ ), kN/m <sup>2</sup>	Resistencia a la penetración estándar ( $N$ )
A	Roca Dura	$V_s > 1500$	---	---
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	---	---
C	Suelo muy denso y roca suave	$360 < V_s \leq 760$	$S_u \geq 98$	$N > 50$
D	Suelo denso/rígido	$180 < V_s \leq 360$	$49 \leq S_u \leq 98$	$15 \leq N \leq 50$
E	Suelo suelto/blando	$V_s < 180$	$S_u < 49$	$N < 15$
	Suelo con $PI^{**} > 10$ y contenido de humedad natural $\geq 40\%$	---	$S_u < 24$	---
F	Suelo vulnerable a una falla potencial o colapso bajo una carga sísmica (por ejemplo: suelo licuable, suelo altamente sensitivo, suelo débilmente revestido de cemento), arcillas altamente orgánicas, arcillas con muy alta plasticidad y arcillas rígidas medianas o blandas muy gruesas.	---	---	---

(Fuente: ALA 2001, 45)

Usamos la ecuación siguiente para obtener la máxima fuerza de fricción por unidad de longitud:

$$T_u = \pi D \alpha_2 c + \pi D H \gamma \left[ \frac{1+K_0}{2} \right] \tan \delta$$

$$\alpha_2 = 0,608 - 0,123 c - \frac{0,274}{c^2+1} + \frac{0,695}{c^3+1}$$

Donde:

**D** = Diámetro de la tubería, m.

**$\alpha_2$**  = Factor de adherencia.

**c** = Cohesión del material junto a la tubería en kg/m<sup>2</sup> y para calcula el factor de adherencia está en kpa/100, ver Tabla 31.

**H** = profundidad de la tubería al eje, m.

**$\gamma$**  = peso unitario efectivo del suelo, kg/m<sup>3</sup>.

**K0** = Coeficiente de presión del suelo en estado de reposo.

**δ** = Angulo de fricción en la entre el suelo y la tubería = f φ.

**φ** = Angulo de fricción interna del suelo.

**f** = Factor de fricción dependiente del material de contacto, de la Tabla 32.

**Tabla 31** Cohesión en suelos arcillosos.

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Cohesión, c ton/m²	Adherencia, f <sub>s</sub>
Concreto y madera	Blanda	0 – 4	0 – 3.5
	Firme	4 – 8	3.5 – 4.5
	Dura	8 – 15	4.5 – 7
Acero	Blanda	0 – 4	0 – 3
	Firme	4 – 8	3 – 4
	Dura	8 – 15	?

(Fuente: Juárez Badillo, Tomo 2: 474)

**Tabla 32** Factor de fricción del material de la tubería.

SUPERFICIE DE LA TUBERÍA	f
Hormigón	1.0
Acero Rugoso	0.8
Acero Liso	0.7
Epóxico adherido por fusión	0.6
Polietileno	0.6

(Fuente: Juárez Badillo, Tomo 2: 474)

Para que la tubería no tenga problemas de diseño frente a los efectos sísmicos esta debe cumplir con las condiciones siguientes:

$$\varepsilon_{max} = \varepsilon_{op} + \varepsilon_a$$

- La deformación axial de la tubería debido a la tensión debe ser menor o igual que 0.005

$$\varepsilon_{max} \leq 0,002 \quad \text{ALA 2001 (Appendix A)}$$

- La deformación axial de la tubería debido a la compresión debe cumplir la siguiente condición.

$$\varepsilon_{max} \leq 0,5 \left( \frac{t}{D'} \right) - 0,0025 + 3000 \left( \frac{PD}{2Et} \right)^2 \quad \text{ALA 2001 (Appendix A)}$$

$$D' \leq \frac{D}{1 - \frac{3}{D}(D - D_{min})} \quad \text{ALA 2001 (Appendix A)}$$

Donde:

$t$  = Espesor de la tubería, m.

$P$  = Presión interna de operación, kg/cm<sup>2</sup>.

$D_{min}$  = Diámetro interior de la tubería, m.

$\varepsilon_{max}$  = Deformación máxima axial de la tubería

$\varepsilon_{op}$  = Deformación axial operacional de la tubería

$\varepsilon_a$  = Diámetro axial debido a la onda sísmica de la tubería

La deformación axial operacional de la tubería ( $\varepsilon_{op}$ ) es igual a la sumatoria de la deformación debido a la presión interna ( $\varepsilon_p$ ) más la deformación debido al cambio temperatura ( $\varepsilon_r$ ).

$$\varepsilon_{op} = \varepsilon_p + \varepsilon_r$$

La deformación operacional se la obtiene aplicando las ecuaciones siguientes:

$$S_p = \frac{P D \mu}{2 t}$$

$$\varepsilon_p = \frac{S_p}{E} \left[ 1 + \frac{n}{1+r} \left( \frac{S_p}{fy} \right)^r \right]$$

Donde:

$\mu$  = Modulo de Poisson.

$S_p$  = Esfuerzo longitudinal producido por la presión interna, kg/cm<sup>2</sup>.

$n, r$  = Parámetros de Ramberg – Osgood, ver Tabla 33.

$fy$  = Esfuerzo de fluencia del acero, kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 33** Parámetros de deformación de Ramberg-Osgood de acuerdo al tipo de acero

Grado del Acero	B	X-42	X-52	X-60
Fy ( Kg <sub>f</sub> / cm <sup>2</sup> )	2320	3160	3650	4210
r	10	15	9	10
n	100	32	10	12

(Fuente: Galindo Macuare: 48)

La deformación por temperatura se la obtiene aplicando las ecuaciones siguientes:

$$S_r = E \alpha_1 (T_2 - T_1)$$

$$\varepsilon_r = \frac{S_r}{E} \left[ 1 + \frac{n}{1+n} \left( \frac{S_r}{f_y} \right)^n \right]$$

Donde:

$\alpha_1$  = Coeficiente de dilatación térmica del acero.

$T_1$  = Temperatura de instalación en la tubería, °C.

$T_2$  = Temperatura de operación en la tubería, °C.

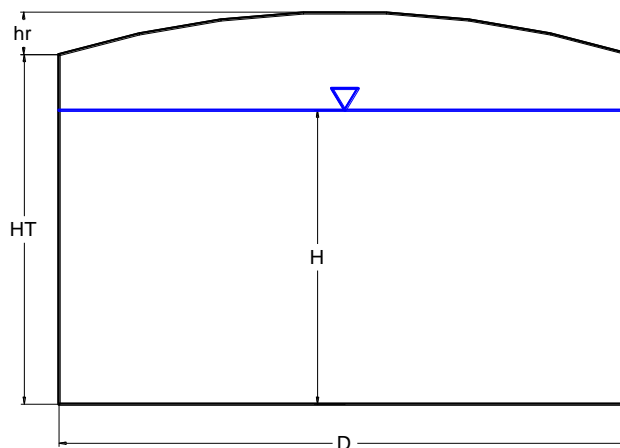
### 3 CAPÍTULO III: DISEÑO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Para entender mejor las normas de diseño sísmico, desarrollaremos un análisis y diseño de un tanque con una capacidad de almacenamiento de 250 m<sup>3</sup> de agua. El tanque estará ubicado en la ciudad de Quito, en un suelo tipo C, con una capacidad admisible del suelo de 15 t/m<sup>2</sup>.

#### 3.1 ANÁLISIS Y DISEÑO DE TANQUES DE ACERO

En tanques circulares de acero se usa la norma API 650, en donde se hace el diseño del tanque y luego se verifica su comportamiento frente a cargas sísmicas. Recopilamos toda la siguiente información:

- **Dimensiones del tanque**



**Figura 70** Geometría de un tanque circular de acero.

(Fuente: Elaboración propia)

Diámetro interno del tanque **D** = 8.00 m

Altura de las paredes del tanque **HT** = 5.50 m

- **Información del líquido almacenado**

Altura de diseño del líquido almacenado **H** = 5.00 m

Peso específico del líquido almacenado **p** = 1000.00 kg/m<sup>3</sup>

Volumen del líquido **V** = 251.33 m<sup>3</sup>

- **Información de las placas del fondo del tanque**

Esfuerzo a la fluencia de las placas de acero  **$f_y = 2549 \text{ kg/cm}^2$**  (A36)

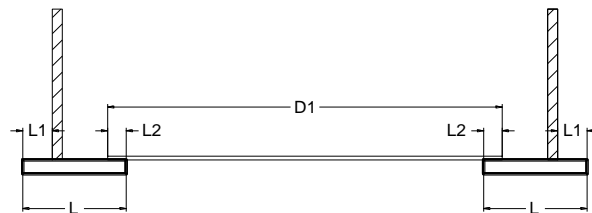
Espesor debido a la corrosión de las placas de acero  **$C_a = 2.00 \text{ mm}$**  debido a que las placas están en contacto con el suelo.

Espesor adoptado de las placas de fondo  **$t_f = 6.00 \text{ mm}$**

Traslape entre la placa anular y las placas del fondo del tanque  **$L_2 = 50 \text{ mm}$**

Diámetro del fondo del tanque  **$D_1 = 6.60 \text{ m}$**

- **Información de la placa anular**



$L$ : LONGITUD DE LA PLACA ANULAR

$L_1$ : LONGITUD DE LA PLACA ANULAR SOBRESALIDA

$L_2$ : TRASLAPE

$D_1$ : DIAMETRO DEL FONDO DEL TANQUE

**Figura 71 Fondo de un tanque circular.**  
(Fuente: Elaboración propia)

Esfuerzo a la fluencia de las placas de acero  **$f_y = 2549 \text{ kg/cm}^2$**  (A36)

Espesor debido a la corrosión de las placas de acero  **$C_a = 2.00 \text{ mm}$**  debido a que las placas están en contacto con el suelo.

Espesor adoptado de la placa anular  **$t_a = 8.00 \text{ mm}$**

Ancho exterior de la placa anular  **$L_1 = 50 \text{ mm}$**

Ancho de la placa anular  **$L = 800 \text{ mm}$**

- **Información de las paredes del tanque**

Espesor debido a la corrosión en las paredes  **$C_a = 0.00 \text{ mm}$**  debido a que las placas de las paredes no están expuestas a un ambiente corrosivo.

Esfuerzo a la fluencia del acero  **$f_y = 250.00 \text{ Mpa}$**  (A36)

Resistencia a la tracción (Tabla 22)  **$F_u = 400.00 \text{ Mpa}$**

Esfuerzo de diseño del líquido **Sd** = 160.00 Mpa

Esfuerzo de diseño por prueba hidrostática **St** = 171.00 Mpa

- **Información del techo del tanque**

Espesor debido a la corrosión en el domo **Ca** = 0.00 mm debido a que las placas del techo no están expuestas a un ambiente corrosivo.

Espesor adoptado de las placas del domo **tr** = 7.00 mm

Radio del domo, debe ser menor que 1.20D y mayor que 0.8D, **Rr** = 8.00 m

Esfuerzo a la fluencia del acero **fy** = 2549 kg/cm<sup>2</sup> (A36)

Carga debido a las presiones externas **Pe** = 25 kg/m<sup>2</sup>

Carga debido al granizo **S** = 50 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva del domo **Lr** = 80 kg/m<sup>2</sup>

### **3.1.1 Diseño del Tanque Circular de Acero**

1. Diseñamos el fondo del tanque:

El API 650 especifica que el espesor mínimo es 6.00 mm, por lo tanto adoptamos los 6 mm como espesor; debido a que las placas de fondo están apoyadas sobre el suelo en toda su área, es decir la placa de fondo no resiste ni corte ni momento, simplemente está bajo aplastamiento del peso del líquido contra el suelo.

2. Diseño de las paredes del tanque

El cálculo del espesor de las paredes (ver Tabla 34) está en función de la altura medida desde el espejo de agua hacia el fondo del tanque **H**:

$$t_d = \frac{4,9 D (H-0,3) G}{S_d} + CA$$

$$t_t = \frac{4,9 D (H-0,3)}{S_t}$$

$$t_{min} = 5.00 \text{ mm}$$

**Tabla 34** *Calculo del espesor de la pared de un tanque circular de acero.*

DISEÑO DE LA PARED DEL TANQUE CIRCULAR DE ACERO							
# Anillo	Altura Anillo (mm)	Altura Acumulada del Tanque (m)	Altura desde el Espejo de Agua H (m)	Espesor Anillo Condicion de diseño sin corrosión $t_d$ (mm)	Espesor Anillo por Prueba Hidrostatica $t_t$ (mm)	Espesor Adoptado sin Corrosión $t$ (mm)	Espesor con Sobre-espesor de corrosión $t$ (mm)
Fondo	1222	1,22	5,00	1,15	1,08	6	6
2	1222	2,44	3,78	0,85	0,80	6	6
3	1222	3,67	2,56	0,55	0,52	6	6
4	1222	4,89	1,33	0,25	0,24	6	6
5	612	5,50	0,11	0,00	0,00	6	6

(Fuente: *Elaboración propia*)

Donde la altura del anillo es igual al ancho de una plancha de acero de 1220 x 2440 x 6 mm y **G** es el peso específico del líquido.

### 3. Diseño de la placa anular

Calculamos los esfuerzos debido al líquido  $\sigma_d$  y  $\sigma_t$  por prueba hidrostática:

$$\sigma_d = \frac{t_d}{t} S_d = 30.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_t = \frac{t_t}{t_{nomi}} S_t = 30.71 \text{ Mpa}$$

Escogemos el mayor valor calculado, en este caso los dos esfuerzos son iguales y calculamos el espesor de la placa anular de acuerdo a la Tabla 23.

$$t_a = 6.00 \text{ mm}$$

Para encontrar el ancho de la placa anular, aplicamos la ecuación siguiente:

$$L = \frac{215 t_b}{(H G)^{0.5}} = 576.91 \text{ mm}$$

El valor calculado del ancho de la placa anular es menor que el ancho adoptado por lo tanto resiste.

### 4. Diseño del techo

Calculamos la máxima carga gravitacional de acuerdo a las combinaciones de carga que la API propone:

$$U = D_L + (L_r \text{ o } S) + 0,4 P_e = 152.80 \text{ kg/m}^2$$

$$U = D_L + P_e + 0,4 (L_r \text{ o } S) = 119.80 \text{ kg/m}^2$$



Calculamos el radio del domo mínimo y máximo:

$$Rr_{min} = 0,8D = 6.40 \text{ m}$$

$$Rr_{max} = 1.2D = 9.60 \text{ m}$$

Por lo tanto el radio adoptado es 8.00 m. Para calcular el espesor de las placas del techo aplicamos la ecuación siguiente:

$$tr = \frac{Rr}{2,4} \sqrt{\frac{U}{2,2}} \geq 7.13 \text{ mm}$$

El espesor del techo adoptado es de 8 mm y el calculado es menor que el calculado.

### 3.1.2 Diseño Sísmico

Para el diseño sísmico necesitamos recopilar la información adicional siguiente:

- **Información de las paredes**

Porcentaje del peso de las paredes debido a los accesorios **%W Accesorios** = 5.00 %

- **Información del techo del tanque**

Porcentaje del peso del techo debido a los accesorios **%W Accesorios** = 5.00 %

- **Información de los anclajes mecánicos**

Número de anclajes **#A** = 25 u

Esfuerzo a la fluencia de los pernos de anclaje **fy** = 2548 kg/cm<sup>2</sup> (A36)

Diámetro de los pernos de anclaje **d<sub>perno</sub>** = 50 mm

- **Información sísmica del suelo**

Tipo de suelo = **C**

Aceleración máxima del suelo **Z** = 0.40 (Para Quito de acuerdo a la Figura 27)

- **Información sísmica del tanque**

Coeficiente de fricción entre la cimentación y el fondo del tanque **μ** = 0.25

Eficiencia de la soldadura **Ej** = 0.90

Importancia del tanque **I** = 1.25 (II Tanques que deben ser funcionales después de un terremoto o son parte de líneas de vida, Tabla 19)

Factor de respuesta convectivo **Rwi** = 3.250 (Tanque Auto anclado, Tabla 20)

Factor de respuesta impulsivo **Rwc** = 2.00 (Tanque Auto anclado, Tabla 20)

Para el diseño sísmico del tanque seguimos los pasos siguientes:

### 1. Aceleraciones impulsivas y convectivas

Construimos el espectro de respuesta elástica para encontrar las aceleraciones impulsivas **Ai** y convectivas **Ac**:

La aceleración máxima del suelo **Z** la obtenemos de la Figura 27.

$$S_p = Z = 0.40$$

$$S_s = 2.5 S_p = 1.00$$

$$S_1 = 1.25 S_p = 0.50$$

Los coeficientes de sitio **Fa** y **Fv** los obtenemos de la Tabla 4 y la Tabla 5 respectivamente.

$$F_a = 1.00$$

$$F_v = 1.30$$

Obtenemos las aceleraciones espectrales en periodos cortos  $S_{DS}$  y en un segundo  $S_{D1}$ ; donde **Q** es 2/3:

$$S_{DS} = Q F_a S_s = 0.67$$

$$S_{D1} = Q F_v S_1 = 0.43$$

Obtenemos los periodos:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.10 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.50 \text{ s}$$

$$T_L = 4.00 \text{ s}$$

Para armar el espectro de respuesta elástico (Figura 72) usamos las siguientes formulas:

$$\text{Si } T < T_0$$

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

$$\text{Si } T_0 \leq T \leq T_s$$

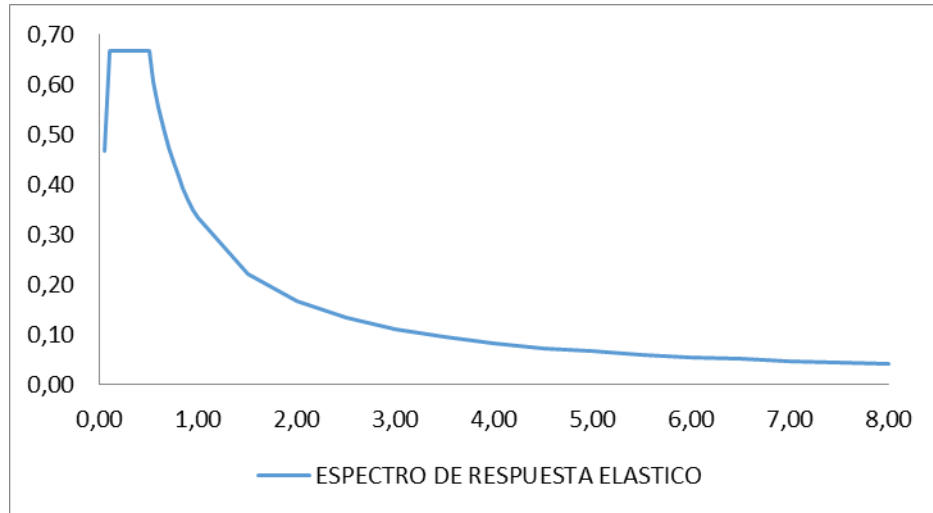
$$S_a = S_{DS}$$

$$\text{Si } T_s < T \leq T_L$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$Si T > T_L$$

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$



**Figura 72** Espectro de respuesta elástico.  
(Fuente: Elaboración propia)

Calculamos el periodo natural impulsivo **T<sub>i</sub>** y el periodo natural convectivo **T<sub>c</sub>**:

$$T_i = \left( \frac{1}{\sqrt{200}} \right) \left( \frac{c_i H}{\sqrt{\frac{t_u}{D}}} \right) \left( \frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}} \right) = 0.128 \text{ s}$$

$$K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68H}{D}\right)}} = 0.58$$

$$T_c = 1.8 K_s \sqrt{D} = 2.972 \text{ s}$$

Calculamos la aceleración impulsiva **A<sub>i</sub>** y la aceleración convectiva **A<sub>c</sub>**:

$$A_i = 2.5 Q F_a S_o \left( \frac{I}{R_{w_i}} \right) \geq 0.007$$

$$A_i = 0.266 \text{ m/s}^2$$

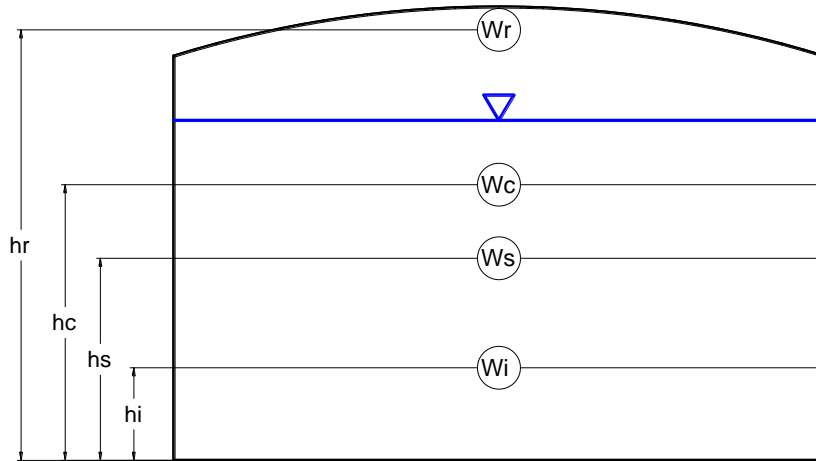
$$T_c \leq T_L$$

$$A_c = 2,5 K Q F_a S_o \left( \frac{T_s}{T_c} \right) \left( \frac{I}{R_{w_c}} \right) \leq A_i$$

$$A_c = 0.153 \text{ m/s}^2$$

Con las aceleraciones impulsivas y convectivas encontradas, ya podemos calcular el corte basal y los momentos volcantes.

## 2. Corte Basal y momento volcante



**Figura 73** Pesos y brazos de palanca para el cálculo del corte basal y momento volcante.  
(Fuente: Elaboración propia)

Calculamos el peso del techo **Wr**, el peso de las paredes **Ws**, el peso del líquido almacenado **Wp** y el peso del fondo del tanque **Wf** el peso y sus brazos de palanca respectivos, ver :

$$Wr = \frac{\pi D^2}{4} \left( \frac{tr}{1000} 7850 + Wv_{Techo} + \%Acc \right) = 7536.81 \text{ kg}$$

$$Xr = H_T + \frac{H_r}{2} = 6.20 \text{ m}$$

$$Ws = \sum W_{anillo} + \% Acc = 6836.17 \text{ kg}$$

$$Xs = \frac{\sum W_{anillo} x_{anillo}}{Ww} = 2.75 \text{ m}$$

$$Wp = \frac{\pi D^2}{4} * H * \rho = 251327.41 \text{ kg}$$

$$Wf = W_{fondo} + W_{pl\_anular} = 2787.86 \text{ kg}$$

Calculamos la masa impulsiva **Wi** y los brazos de palanca:

$$D/H = 1.60 > 1.333$$

$$Wi = \left[ 1.0 - 0.218 \frac{D}{H} \right] Wp = 160017.91 \text{ kg}$$

- Brazo de palanca para el momento volcante en las paredes

$$X_i = 0.375 H = 1.88 \text{ m}$$

- Brazo de palanca para el momento volcante en la cimentación

$$X_{i_s} = 0.375 \left[ 1.0 + 1.333 \left( \frac{0.866 \frac{D}{H}}{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)} \right) \right] H = 3.30 \text{ m}$$

Calculamos la masa impulsiva  $W_i$  y la masa convectiva  $W_c$ :

$$W_c = 0,230 \frac{D}{H} \tanh\left(\frac{3.67 H}{D}\right) W_p = 90624.71 \text{ kg}$$

- Brazo de palanca para el momento volcante en las paredes

$$X_c = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67 H}{D} \sinh\left(\frac{3.67 H}{D}\right)} \right] H = 3.22 \text{ m}$$

- Brazo de palanca para el momento volcante en la cimentación

$$X_{c_s} = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 H}{D}\right) - 1.937}{\frac{3.67 H}{D} \sinh\left(\frac{3.67 H}{D}\right)} \right] H = 3.64 \text{ m}$$

El corte basal se lo obtiene de la manera siguiente:

$$V_i = A_i (W_i + W_r + W_f + W_s) = 47.07 \text{ t}$$

$$V_c = A_i W_c = 13.84 \text{ t}$$

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} = 49.06 \text{ t}$$

Obtenemos la fuerza vertical  $F_v$  debido a la aceleración vertical  $A_v$ :

$$A_v = 0.47 S_{D_s} = 0.31 \text{ m/s}^2$$

$$F_v = \pm A_v W_{eff} = 84.17 \text{ t}$$

Obtenemos los momentos volcantes:

- Momento volcante en las paredes

$$M_{r_w} = \sqrt{\left[ A_i (W_i X_i + W_s X_s + W_r X_r) \right]^2 + [A_c (W_c X_c)]^2} = 106.85 \text{ tm}$$

- Momento volcante en la cimentación

$$M_s = \sqrt{\left[ A_i (W_i X_{i_s} + W_s X_s + W_r X_r) \right]^2 + [A_c (W_c X_{c_s})]^2} = 165.58 \text{ tm}$$

### 3. Resistencia a las cargas de diseño

- Resistencia al momento volcante

Analizamos si el tanque es auto anclado o necesita anclajes mecánicos, calculamos la fuerza resistente al levantamiento **W<sub>a</sub>**:

$$G_e = G(1-0.4A_v) = 0.87$$

$$W_a = 99t_a \sqrt{f_y H G_e} \leq 201.1 H D G_e$$

$$W_a = 2002.29 \leq 717.16$$

Entonces:  $W_a = 717.16 \text{ kg/m}$

Calculamos el peso de las paredes y el techo por metro **W<sub>t</sub>**:

$$W_{rs} = \%W_r W_r = 7536.81 \text{ kg}$$

$$w_{rs} = \frac{W_{rs}}{\pi D} = 299.88 \text{ kg/m}$$

$$W_t = \left[ \frac{W_s}{\pi D} + W_{rs} \right] = 571.88 \text{ kg/m}$$

$$W_{int} = \frac{W_p}{\pi D} = 0.00 \text{ kg/m}$$

Donde  $\%W_r$  es el porcentaje del peso del techo que soporta las paredes, en este caso las paredes soportan todo el peso del techo debido a que es un domo auto soportado. **W<sub>int</sub>** es la carga de presión que en nuestro análisis es igual a 0 ya que el tanque es atmosférico.

Obtenemos el radio de anclaje, y de acuerdo a la Tabla 21 sabremos si el tanque es auto anclado o necesita anclajes mecánicos.

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2 [w_t(1-0.4A_v) + W_a - 0.4 W_{int}]} = 1.37 \text{ por lo tanto el tanque es auto anclado de acuerdo a la Tabla 21.}$$

Diseñamos el ancho de la placa anular:

$$L = 0.01723t_a \sqrt{F_y / (H G_e)} = 781.75 \text{ mm}$$

Donde el espesor adoptado de la placa anular  $t_a = 6.00 \text{ mm}$ . El ancho de la placa anular calculado  $L_{cal} = 781.75 \text{ mm}$  es menor que el ancho adoptado  $L = 800 \text{ mm}$ .

- Anclaje mínimo

Todo tanque de acero tiene un anclaje mecánico mínimo, el cual se lo diseña con la fuerza de levantamiento resultante **U**, que se obtiene de la manera siguiente:

$$W2 = W_r + W_s = 14372.97 \text{ kg}$$

$$U = \left( \frac{4 M_s}{D} \right) - W2 = 68416.84$$

$$t_b = \frac{U}{\#A} = 2736.67 \text{ kg}$$

Donde:

**W2** es el peso total del techo y las paredes del tanque y **tb** es la fuerza de diseño de cada anclaje.

Calculamos el diámetro de los anclajes mecánicos y su espaciamiento:

$$d = \sqrt{\frac{4 t_b}{\pi 0.8 f_y}} = 13.07 \text{ mm}$$

$$S = \frac{\#A}{\pi D} = 1.01 \text{ m} < S_{\text{max}} = 1.80 \text{ m}$$

El número de anclajes mínimos que la norma API sugiere es 6 y el espaciamiento máximo es 1.80 m.

- Esfuerzo longitudinal de compresión en la base de la pared  $\sigma_c$

Como el tanque es auto anclado y el radio de anclaje **J** =1.37 usamos la ecuación siguiente:

$$\sigma_c = \left( W_t (1 + 0.4 A_v) + \frac{1.273 M_{rw}}{D^2} \right) \frac{1}{1000 t_s} = 90.69 \text{ kg/cm}^2$$

Donde **ts** = 6.00 mm es el espesor del primer anillo del tanque

- Esfuerzo admisible longitudinal en la base de la pared del tanque  $F_c$

$$GHD^2/t^2 = 8.89 < 44$$

Como la relación  $GHD^2/t^2 < 44$  aplicamos la ecuación siguiente:

$$F_c = 83 t_s / (2.5 D) + 7.5 \sqrt{GH} < 0.5 F_{ty} = 424.78 \text{ kg/cm}^2$$

Para que la pared resista los esfuerzos en la base debe cumplir las condiciones siguientes:

$$F_c \geq \sigma_c \quad 424.78 > 90.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c \leq 0.50 F_{ty} \quad 424.78 < 1274.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c \leq S d \quad 424.78 < 1630.99 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4. Borde libre

El tanque de acuerdo a su importancia está en la categoría II, ver Tabla 19, y tiene un periodo convectivo  $T_c > 4$ . Por ello usamos la ecuación siguiente para obtener el borde libre  $\delta_s$ :

$$A_f = 2.5 K Q F_a S_o I \left( \frac{T_s}{T_c} \right) = 0.27$$

$$\delta_s = 0.42 D A_f = 0.92 \text{ m}$$

#### 5. Estabilidad del tanque con la cimentación

Calculamos la fuerza resistente al deslizamiento  $V_s$ :

$$V_s = \mu (W_s + W_r + W_f + W_p) (1.0 - 0.4 A_v) = 58.71 \text{ t}$$

Para que el tanque no tenga problemas de deslizamiento, la fuerza resistente al deslizamiento debe ser mayor al corte basal:

$$V_s = 58.71 \text{ t} > V = 49.06 \text{ t}$$

Por lo tanto el tanque no tiene problemas de deslizamiento.

#### 6. Diseño de las paredes del tanque

Calculamos la fuerza impulsiva  $N_i$  y la fuerza convectiva  $N_c$  en la pared del tanque a una altura  $Y$ , ver Tabla 35; la altura  $Y$  se medirá desde el espejo de agua hasta la parte inferior de cada anillo:

$$D/H = 1.60 > 1.333$$

$$N_i = 8.48 A_i G D H \left[ \frac{Y}{H} - 0.5 \left( \frac{Y}{H} \right)^2 \right] \tanh(0.866 \frac{D}{H})$$

$$N_c = \frac{1.85 A_c G D^2 \cosh \left[ \frac{3.68(H-Y)}{D} \right]}{\cosh \left[ \frac{3.68 H}{D} \right]}$$

$$\sigma_T = 1.33 (\sigma_h \pm \sigma_s) = 1.33 \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_e^2 + (A_v N_h / 2.5)^2}}{t}$$



**Tabla 35** Diseño sísmico de las paredes del tanque.

DISEÑO SISMICO DE LAS PAREDES DEL TANQUE								
DATOS					FUERZAS DE DISEÑO			
# Anillo	Altura Anillo (mm)	Espesor Anillo sin corrosión t (mm)	Peso del Anillo (kg)	Altura Acumulada (m)	Fuerza Impulsiva Ni (kg/mm)	Fuerza Convectiva Nc (kg/mm)	Fuerza Hidrostática Nh (kg/mm)	$\sigma_T$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
Fondo	1220	6	1444,18	1,22	4,05	0,37	18,80	575,35
2	1220	6	1444,18	2,44	3,81	0,43	13,91	437,10
3	1221	6	1445,36	3,66	3,09	0,62	9,03	293,97
4	1222	6	1446,55	4,88	1,88	1,02	4,14	147,22
5	617	6	730,38	5,50	0,19	1,75	0,00	38,99
H	5500,00	Ws (kg)	6510,64					

(Fuente: Elaboración propia)

Donde el esfuerzo en las paredes no debe superar:

$$\sigma_{adm1} = 0,9 f_y E_j = 2064.22 \text{ kg/cm}^2$$

Ningún esfuerzo calculado en los anillos del tanque supera el  $\sigma_{adm1}$ , por lo tanto los espesores adoptados de las paredes están bien.

### 3.1.3 Diseño de la Cimentación del Tanque

Para el tanque de acero diseñado la solución es un anillo de cimentación sin anclajes, pero diseñaremos un anillo de cimentación sin anclajes y una losa de cimentación.

#### 3.1.3.1 Anillo de Cimentación Sin Anclajes

Recopilamos la información necesaria para diseñar el anillo de cimentación:

- **Información del líquido contenido**

Peso específico del líquido  $\gamma_L = 1.00 \text{ t/m}^3$

Altura de diseño del líquido  $H = 5.00 \text{ m}$

- **Información del suelo de cimentación**

La carga admisible del suelo  $q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$

El coeficiente de fricción entre el suelo y la cimentación  $\mu = 0.50$

- **Información del relleno**

Peso específico del relleno  $\gamma_R = 1.80 \text{ t/m}^3$

Angulo de fricción  $\phi = 30.00$

- **Información del anillo de la cimentación**

Altura del anillo de cimentación  $h = 1.00$  m

Ancho de la altura de cimentación  $t = 1.50$  m

Factor de mayoración de carga  $F_c = 1.50$

- **Información del tanque de acero**

Diámetro del tanque  $D = 8.00$  m

Peso total de la coraza del tanque  $W_s = 6.84$  t

Peso total del techo  $W_r = 7.54$  t

Momento volcante del tanque  $M_s = 165.58$  tm

Corte basal  $V = 49.06$  t

- **Información de los materiales**

Resistencia a compresión del hormigón  $f'_c = 240$  kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo a la fluencia del acero  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>

Peso específico del hormigón armado  $\gamma_c = 2.50$  t/m<sup>3</sup>

Recubrimiento de la losa  $Rec_{var} = 7.50$  cm

Diámetro de la varilla de la losa  $\emptyset_{var} = 22$  mm

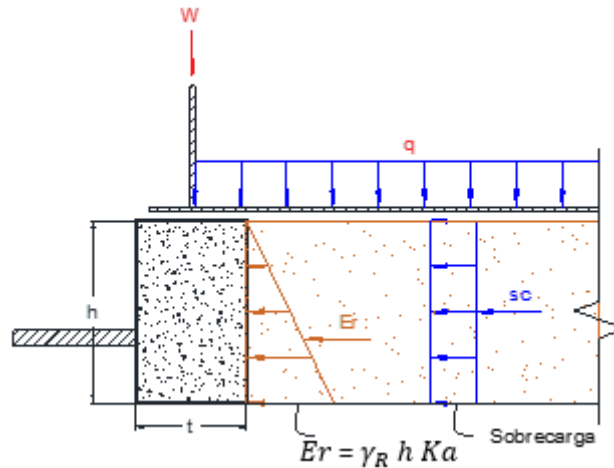
- **Estabilidad del tanque**

Factor de seguridad al deslizamiento  $FS_{DESL} = 2.50$

Factor de seguridad al volcamiento  $FS_{VOLC} = 2.50$

Seguimos los pasos siguientes para el diseño de la cimentación:

1. Cálculo del ancho del anillo de cimentación



**Figura 74** Fuerzas actuantes y geometría del anillo de cimentación sin anclajes.  
(Fuente: Elaboración propia)

Obtenemos el peso por metro de las paredes y el techo **W**:

$$w = \frac{W_s + W_r}{\pi D} = 0.57 \text{ t/m}$$

Calculamos el ancho **t** y debe ser mayor a 0.30 m:

$$t = \frac{2W}{[\gamma_L H_L - h(\gamma_c - \gamma_s)]} = 0.32 \text{ m}$$

## 2. Cálculo de la altura del anillo de cimentación

Obtenemos el empuje del relleno **Er** y la sobrecarga **Sc**:

$$ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.33$$

$$Er = \gamma_R h Ka = 0.60 \text{ t/m}$$

$$q = \gamma_L H = 5.00 \text{ t/m}$$

$$P1 = q + W = 5.57 \text{ t/m}$$

$$S_c = P1 Ka = 1.86 \text{ t/m}$$

Obtenemos el momento mayorado **Mu** en el anillo:

$$M_A = Er \frac{1}{3} h + S_c \frac{1}{2} h + \frac{M_s}{\pi D} = 7.72 \text{ tm}$$

$$M_U = FC * M_A = 11.58 \text{ tm}$$

Obtenemos la altura del anillo de cimentación **h<sub>calc</sub>**:

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right) = 0.02$$

$$\rho = 0.5 \rho_b = 0.01$$

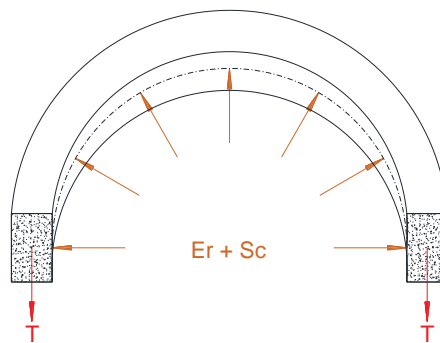
$$R_U = \rho f_y \left( 1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f'_c} \right) = 34.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{\phi R_U h}} = 0.19 \text{ m}$$

$$h_{calc} = d + \text{REC} + \frac{\phi_{var}}{2} = 0.28 \text{ m}$$

### 3. Cálculo del acero de refuerzo



**Figura 75** Tensión debido a las fuerzas radiales en el anillo de cimentación sin anclajes.  
(Fuente: Elaboración propia)

- Acero longitudinal (Acero a tracción)

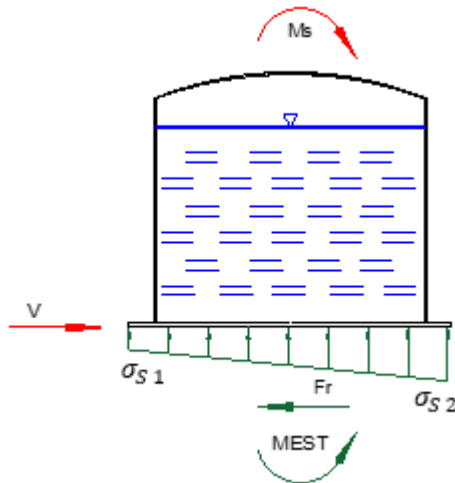
$$T_U = \frac{1}{2} (E_r + S_c) D F_c = 14.74 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{T_U}{\phi f_y} = 3.90 \text{ cm}^2$$

- Acero transversal (Acero por corte)

$$A_e = 0.0015 t h = 22.50 \text{ cm}^2$$

### 4. Estabilidad del tanque



**Figura 76** Fuerzas actuantes en la estabilidad del tanque.  
(Fuente: Elaboración propia)

- **Resistencia al deslizamiento**

$$W_T = W_r + W_s + W_p + W_c = 359.95 \text{ t}$$

$$Fr = \mu W_T = 179.97 \text{ t}$$

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V} = 3.67$$

El factor es mayor que el adoptado de 2.50, por lo tanto no hay problemas de deslizamiento

- **Resistencia al volcamiento**

$$M_{EST} = W_T \frac{D}{2} = 1439.79 \text{ t}$$

$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_s} = 8.70$$

- **Esfuerzos en el suelo**

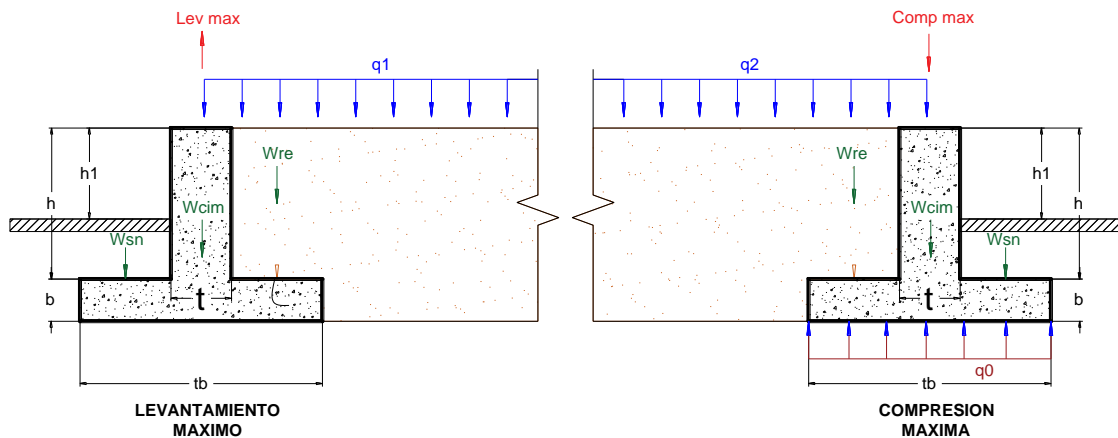
$$I = \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D+t}{2} \right)^4 - \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D}{2} \right)^4 = 198.76 \text{ m}^4$$

$$C = \frac{(D+t)}{2} = 4.75 \text{ m}$$

$$\sigma_{S1} = \frac{1}{t} \left[ w + \frac{1}{2} t \gamma_L H + h t \gamma_c \right] - \frac{M_s C}{I} = 1.42 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ ok}$$

$$\sigma_{S2} = \frac{1}{t} \left[ w + \frac{1}{2} t \gamma_L H + h t \gamma_c \right] + \frac{M_s C}{I} = 9.34 \text{ t/m}^2 < q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$$

### 3.1.3.2 Anillo de Cementación Con Anclajes



**Figura 77** Fuerzas actuantes y geometría del anillo de cimentación con anclajes.  
(Fuente: Elaboración propia)

Para el diseño de esta cimentación recopilamos la información siguiente:

- **Información del líquido contenido**  
 Peso específico del líquido  $\gamma_L = 1.00 \text{ t/m}^3$   
 Altura de diseño del líquido  $H = 5.00 \text{ m}$
- **Información del suelo de cimentación**  
 La carga admisible del suelo  $q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$   
 El coeficiente de fricción entre el suelo y la cimentación  $\mu = 0.50$   
 Peso específico del suelo natural  $\gamma_{sn} = 1.80 \text{ t/m}^3$
- **Información del relleno**  
 Peso específico del relleno  $\gamma_R = 1.80 \text{ t/m}^3$   
 Angulo de fricción  $\phi = 30.00$
- **Información del anillo de la cimentación**  
 Altura desde la cara superior del anillo hasta el suelo natural  $h1 = 0.50 \text{ m}$   
 Altura del alma del anillo de cimentación  $h = 1.00 \text{ m}$   
 Ancho del alma del anillo de cimentación  $t = 0.50 \text{ m}$   
 Espesor de la ala del anillo de cimentación  $b = 0.30 \text{ m}$   
 Acho de la ala del anillo de cimentación  $tb = 1.50 \text{ m}$   
 Factor de mayoración de carga  $Fc = 1.50$
- **Información del tanque de acero**  
 Diámetro del tanque  $D = 8.00 \text{ m}$   
 Peso total de la coraza del tanque  $Ws = 6.84 \text{ t}$   
 Peso total del techo  $Wr = 7.54 \text{ t}$   
 Momento volcante del tanque  $Ms = 165.58 \text{ tm}$

Corte basal  $V = 49.06 \text{ t}$

Fuerza de levantamiento del tanque  $W_{AB} = 6.00 \text{ t/m}$  (Este valor lo adoptamos, pero se lo obtiene del análisis dinámico cuando tenemos un tanque mecánicamente anclado)

Borde libre  $hc = 0.92 \text{ m}$

- **Información de los materiales**

Resistencia a compresión del hormigón  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo a la fluencia del acero  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico del hormigón armado  $\gamma_c = 2.50 \text{ t/m}^3$

- **Estabilidad del tanque**

Factor de seguridad al deslizamiento  $FS_{DESL} = 2.50$

Factor de seguridad al volcamiento  $FS_{VOLC} = 2.50$

Seguimos los pasos siguientes para el diseño de la cimentación:

1. Condición levantamiento máximo

Analizamos si resiste el tanque al levantamiento:

$$Lev_{MAX} = W_{AB} - \frac{W_r + W_s}{\pi D} = 5.43 \text{ t/m}$$

$$W_{cim} = (t h + b tb) \gamma_c = 2.38 \text{ t/m}$$

$$W_{sn} = \frac{(tb-t)(h-h_1)}{2} \gamma_{sn} = 0.45 \text{ t/m}$$

$$W_{re} = \frac{(tb-t)h}{2} \gamma_r = 0.90 \text{ t/m}$$

$$q_1 = \gamma_L (H - hc) \frac{tb}{2} = 3.06 \text{ t/m}$$

$$F_{RES} = W_{cim} + W_{sn} + W_{re} + q = 6.79 \text{ t/m}$$

La cimentación no tiene problemas de levantamiento debido a que la  $F_{RES} > Lev_{MAX}$

2. Condición compresión máxima

$$Comp_{MAX} = W_{AB} + \frac{W_r + W_s}{\pi D} = 6.57 \text{ t/m}$$

$$q_2 = \gamma_L (H + hc) \frac{tb}{2} = 4.44 \text{ t/m}$$

$$q_0 = W_{cim} + W_{sn} + W_{re} + q_2 + C_{ompMAX} = 14.74 \text{ t/m}$$

$$q_0 = \frac{Comp_{MAX}}{1 \text{ tb}} = 9.82 \text{ t/m}$$

La cimentación no tiene problemas de compresión máxima debido a que  $q_0 < q_{adm}$

### 3. Condición carga estática

Obtenemos el peso por metro de las paredes y el techo **W**:

$$w = \frac{Ws + Wr}{\pi D} = 0.57 \text{ t/m}$$

Obtenemos el empuje del relleno **Er** y la sobrecarga **Sc**:

$$ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.33$$

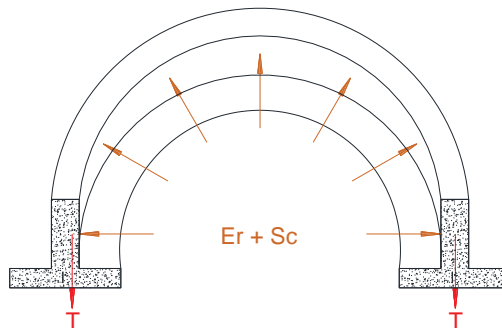
$$Er = \gamma_R (h + b) Ka = 0.78 \text{ t/m}$$

$$q = \gamma_L H = 5.00 \text{ t/m}$$

$$P1 = q + W = 5.57 \text{ t/m}$$

$$Sc = P1 Ka = 1.86 \text{ t/m}$$

### 4. Calculo del acero de refuerzo



**Figura 78** Tensión debido a las fuerzas radiales en el anillo de cimentación con anclajes.

(Fuente: Elaboración propia)

- Acero longitudinal (Acero a tracción)

$$T_U = \frac{1}{2} (Er + Sc) D Fc = 15.82 \text{ t}$$

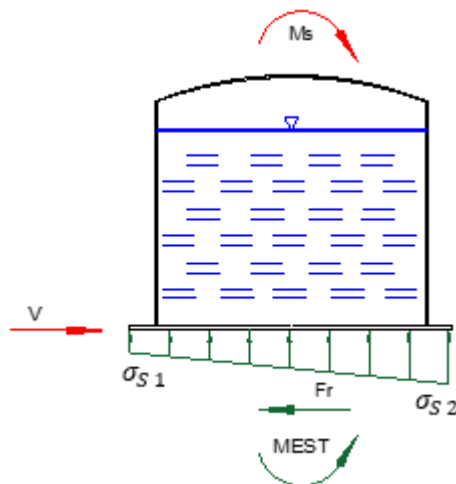
$$As = \frac{T_U}{\phi f_y} = 4.19 \text{ cm}^2$$

- Acero transversal (Acero por corte)

$$Ae = 0.0015 t h = 7.50 \text{ cm}^2$$



## 5. Estabilidad del tanque



**Figura 79** Fuerzas actuantes en la estabilidad del tanque.  
(Fuente: Elaboración propia)

- Resistencia al deslizamiento**

$$W_T = W_r + W_s + W_p + W_c = 335.97 \text{ t}$$

$$Fr = \mu W_T = 167.98 \text{ t}$$

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V} = 3.42$$

El factor es mayor que el adoptado de 2.50, por lo tanto no hay problemas de deslizamiento

- Resistencia al volcamiento**

$$M_{EST} = W_T \frac{D}{2} = 1343.86 \text{ t}$$

$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_s} = 8.12$$

- Esfuerzos en el suelo**

$$I = \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D+t}{2} \right)^4 - \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D}{2} \right)^4 = 198.76 \text{ m}^4$$

$$C = \frac{(D+t)}{2} = 4.75 \text{ m}$$

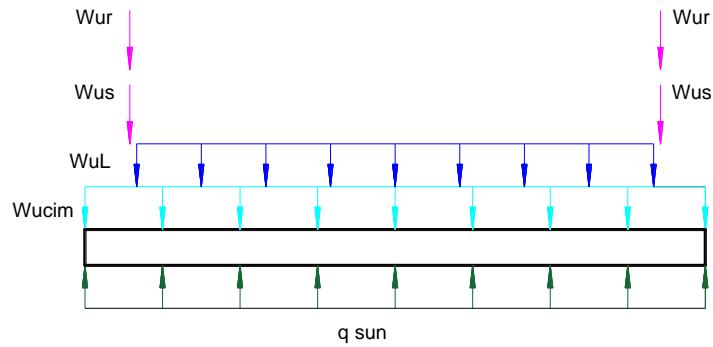
$$\sigma_{S1} = \frac{1}{t} \left[ w + \frac{1}{2} t \gamma_L H + h t \gamma_c \right] - \frac{M_s C}{I} = 1.42 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ ok}$$

$$\sigma_{S2} = \frac{1}{t} \left[ w + \frac{1}{2} t \gamma_L H + h t \gamma_c \right] + \frac{M_s C}{I} = 9.34 \text{ t/m}^2 < q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$$

### 3.1.3.3 Losa de Cimentación

Recopilamos la información siguiente:

- **Información del líquido contenido**  
Peso específico del líquido  $\gamma_L = 1.00 \text{ t/m}^3$   
Altura de diseño del líquido  $H = 5.00 \text{ m}$
- **Información del suelo de cimentación**  
La carga admisible del suelo  $q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$   
El coeficiente de fricción entre el suelo y la cimentación  $\mu = 0.50$
- **Información del tanque de acero**  
Diámetro del tanque  $D = 8.00 \text{ m}$   
Peso total de la coraza del tanque  $W_s = 6.84 \text{ t}$   
Peso total del techo  $W_r = 7.54 \text{ t}$   
Momento volcante del tanque  $M_s = 165.58 \text{ tm}$   
Corte basal  $V = 49.06 \text{ t}$   
Borde libre  $h_c = 0.92 \text{ m}$
- **Información de la losa de cimentación**  
Diámetro de la cimentación  $D_{cim} = 9.00 \text{ m}$   
Espesor de la cimentación  $h = 0.50 \text{ m}$
- **Información de los materiales**  
Resistencia a compresión del hormigón  $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$   
Esfuerzo a la fluencia del acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
Peso específico del hormigón armado  $\gamma_c = 2.50 \text{ t/m}^3$   
Factor de carga viva  $FC_{viva} = 1.60$   
Factor de carga muerta  $FC_{muerta} = 1.20$   
Factor por sismo  $FC_{sismo} = 1.00$   
Recubrimiento de la varilla  $Rec_{var losa} = 7.50 \text{ cm}$   
Diámetro de la varilla  $\emptyset_{var losa} = 22 \text{ mm}$
- **Estabilidad del tanque**  
Factor de seguridad al deslizamiento  $FS_{DESL} = 2.50$   
Factor de seguridad al volcamiento  $FS_{VOLC} = 2.50$



**Figura 80** Cargas aplicada a una losa de cimentación de un tanque circular de acero.  
(Fuente: Elaboración propia)

Se desprecia el momento de las paredes del tanque, debido a que el tanque esta simplemente apoyado sobre la cimentación; para el diseño de la cimentación seguimos los pasos siguientes.

#### 1. Análisis estático de la losa de cimentación

Mayoramos las cargas aplicadas a la cimentación, ver Figura 109:

$$Wu_{r1} = FC_{muerta} W_r = 9.04 \text{ t}$$

$$Wu_{w1} = FC_{muerta} W_s = 8.20 \text{ t}$$

$$Wu_{cim1} = FC_{muerta} W_{cim} = 95.43 \text{ t}$$

$$Wu_{L1} = FC_{viva} W_L = 402.12 \text{ t}$$

Calculamos la fuerza total del tanque para poder encontrar la presión de contacto pseudoultimo con el suelo.

$$R = Wu_w + Wu_{cim} + Wu_r + Wu_L = 514.80 \text{ t}$$

$$A_L = \pi \frac{D^2}{4} = 50.27 \text{ m}^2$$

$$A_T = \pi \frac{D_{cim}^2}{4} = 63.62 \text{ m}^2$$

$$q_{sun1} = \frac{R}{A_T} = 8.09 \text{ t/m}^2$$

Usamos el método de las franjas para su análisis, donde la franja de análisis será de 1 m de ancho, aplicamos sumatoria de fuerzas en Y.

$$\Sigma F_y = 0$$

$$2 \frac{Wu_r + Wu_s}{\pi D} + \frac{Wu_L}{A_L} D + \frac{Wu_{cim}}{A_T} D_{cim} = q_{sun} D_{cim}$$

$$1.37 + 64.00 + 13.50 = 78.87$$

$$78.87 \text{ t} = 96.01 \text{ t}$$

Hay un desequilibrio debido a que usamos solamente una franja en el análisis, por ende igualamos las cargas a la mayor carga calculada.

$$f_{ajus} = \frac{99.87}{96.06} = 1.08$$

Ajustamos las cargas:

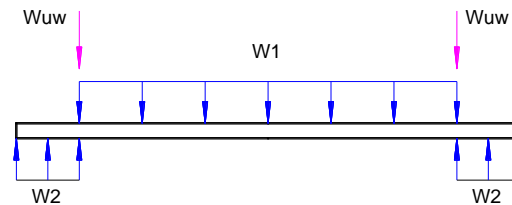
$$q_{sun} = q_{sun \ 1} f_{ajus} = 1.08 (8.09) = 9.79 \text{ t/m}^2$$

Obtenemos el diagrama de cuerpo libre reducido, ver Figura 110, donde las cargas reducidas son:

$$W_1 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} - \frac{Wu_L}{A_L} = -0.74 \text{ t/m}$$

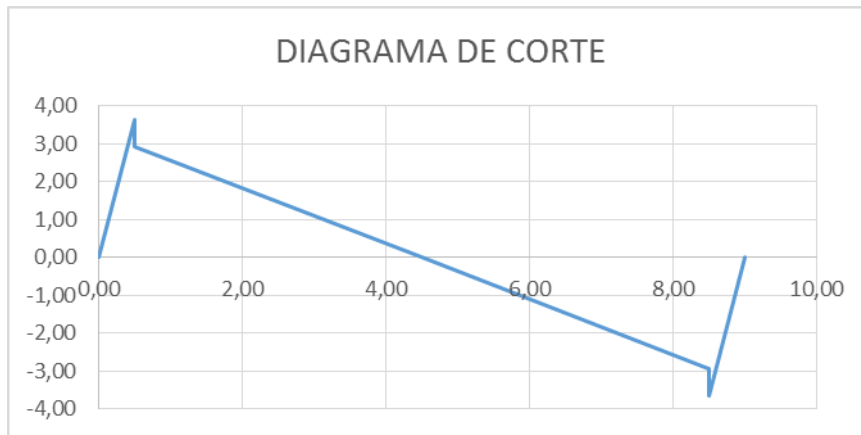
$$W_2 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} = 7.26 \text{ t/m}$$

$$Wu_w = \frac{Wu_s + Wu_r}{\pi D} = 0.69 \text{ t/m}$$

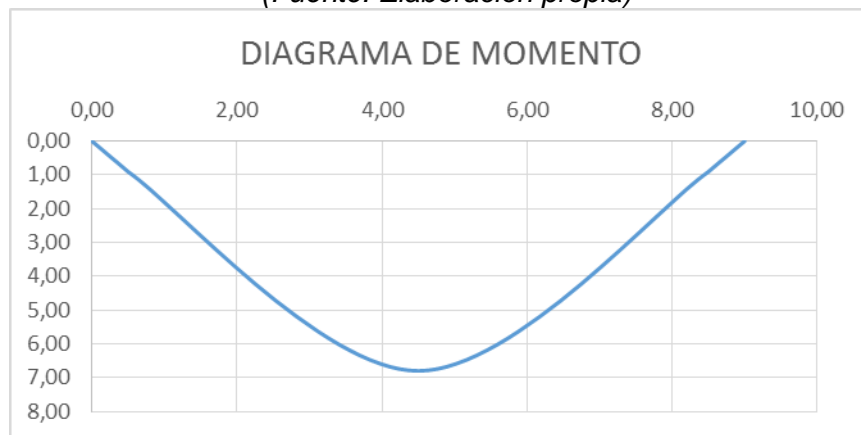


**Figura 81** Diagrama de cuerpo libre reducido de la losa de cimentación de un tanque circular de acero.  
(Fuente: Elaboración propia)

Encontramos el diagrama de corte (Figura 111) y el diagrama de momento (Figura 112) por teoría elástica.



**Figura 82** Diagrama de corte de la losa de cimentación de un tanque circular.  
(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 83** Diagrama de momento de la losa de cimentación de un tanque circular.  
(Fuente: Elaboración propia)

## 2. Diseño del espesor de la cimentación

Diseñamos el espesor de la losa por solicitaciones de corte y momento:

- Por corte:

$$\phi V_n \geq V_u = 3.63 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 61.58$$

$$d = 0.06 \text{ m}$$

- Por momento

$$M_u = 6.80 \text{ tm/m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c b_{Est}}} = 0.14 \text{ m}$$

El peralte es el valor máximo calculado  $d = 0.14$  m y el espesor de la losa es  $t_{calc} = d + \text{rec} + \frac{\phi_{var}}{2} = 0.23$  m y es menor que el espesor que adoptamos  $h_{cim} = 0.50$  m.

### 3. Diseño del acero de refuerzo

Calculamos el acero de refuerzo, en tanques de hormigón encontraremos que los momentos negativos son predominantes, debido al momento que las paredes del tanque le transmite a la cimentación.

$$Mu = 6.80 \text{ tm/m}$$

Acero debido al momento:

$$As = 0.85 \frac{f'_c}{fy} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 Mu}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right] = 3.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Acero mínimo:

$$As_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{1.4 b_{Est} d}{fy}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

$$As_{min} = 17.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Acero máximo:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{fy} \right) \left( \frac{6120}{6120 + fy} \right)$$

$$As_{max} = 107.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto el acero escogido que cumple el acero mínimo y máximo es:

$$As_{esc} = 17.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 3.1.3.4 Uso de pilotes

Como ejemplo ilustrativo calcularemos la carga y el diámetro del pilote, ya que programar una hoja electrónica para el cálculo de una losa con pilotes es compleja, y esta fuera del alcance de esta disertación.

Reunimos toda la siguiente información:

- **Información del pilote**

Resistencia a compresión del hormigón  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Diámetro del pilote  $D_{pil} = 0.50 \text{ m}$

Recubrimiento de la tapa  $Rec_{var\ pilote} = 7.50 \text{ cm}$

Diámetro de la varilla de la tapa  $\emptyset_{var\ pilote} = 20 \text{ mm}$

Número de pilotes # **de pilotes** = 12

- **Dimensiones de la cimentación**

Diámetro de la losa de cimentación  $D_{cim} = 10.20 \text{ m}$

Diámetro exterior de las paredes del tanque  $D_{tan} = 8.00 \text{ m}$

Espesor de la losa de cimentación  $h_{cim} = 0.60 \text{ m}$

Peso específico del hormigón armado  $\gamma_c = 2.50 \text{ t/m}^3$

- **Información del tanque**

Peso total de las paredes del tanque **Ws** = 6.84 t

Peso total del techo **Wr** = 7.54 t

Peso de la cimentación **Wcim** = 122.57 t

Peso del líquido almacenado **Wp** = 251.33 t

Momento volcante del tanque **Mv** = 165.58 tm

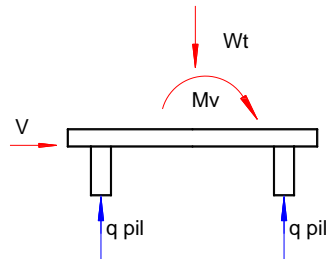
Corte basal máximo **V** = 49.06 t

Peso total del tanque **Wt** = 388.27 t

Calculamos la fuerza debido al momento volcante  $F_{Mv}$  con la ecuación siguiente:

$$F_{Mv} = \frac{Mv}{D_{cim} - D_{pil}} = 17.07 \text{ t}$$

Obtenemos la carga del pilote por estática, aplicamos sumatoria de fuerzas verticales y la dividimos para el número de pilotes, Figura 101, y nos queda la ecuación siguiente:



**Figura 84** Fuerzas aplicadas a la losa cimentación con pilotes.  
(Fuente: Elaboración propia)

$$q_{pil} = \frac{Wt + F_{Mv}}{\# pil} = 33.78 \text{ t}$$

Y por último hallamos el diámetro de los pilotes con el corte basal, es decir la sumatoria de diámetro de todos los pilotes deben resistir el cortante basal.

$$\phi V_n \geq V$$

$$V = 49.06 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \frac{\sqrt{f' c} \frac{\pi}{4} d^2}{\# pil}$$

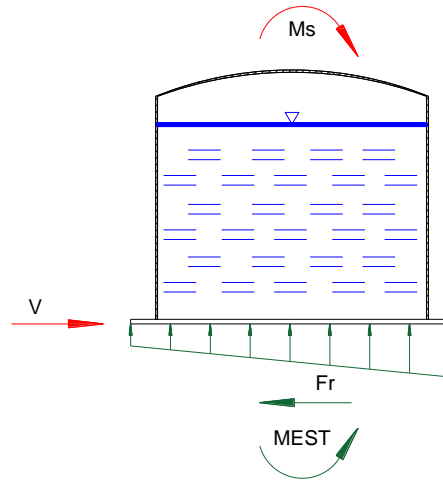
$$d = 0.29 \text{ m}$$

$$D_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2} = 0.38 \text{ m}$$

Como adoptamos un diámetro de pilote de 0.50 m se necesita de 0.38 m, por lo tanto se usará 12 pilotes con un diámetro de 50 cm y estarán sometidos a una carga de 49.08 t.



### 3.1.3.5 Estabilidad del Tanque



**Figura 85** Estabilidad del tanque circular de acero.  
(Fuente: Elaboración propia)

Comprobamos la estabilidad del tanque:

$$W_T = W_L + W_W + W_R + W_C = 514.80 \text{ t}$$

- **Por deslizamiento**

$$V = 49.06 \text{ t}$$

$$Fr = \mu W_T = 257.40 \text{ t}$$

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V} = 5.25$$

El factor de seguridad adoptado es de 2.50 por lo tanto no tiene problemas por deslizamiento.

- **Por volcamiento**

$$Mv = 165.58 \text{ tm}$$

$$M_{EST} = W_T \frac{D_{cim}}{2} = 2316.59$$

$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_s} = 13.99$$

El factor de seguridad adoptado es de 2.50 por lo tanto no tiene problemas por volcamiento.

- **Esfuerzos en el suelo**

$$I = \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D_{cim}}{2} \right)^4 = 322.06 \text{ m}^4$$

$$C = \frac{D_{cim}}{2} = 4.50 \text{ m}$$

$$\sigma_{S2} = \frac{W_T}{A_T} + \frac{M_S C}{I} = 10.41 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{S1} = \frac{W_T}{A_T} - \frac{M_S C}{I} = 5.78 \text{ t/m}^2$$

Las presiones no superan el  $q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$  y tampoco generan esfuerzos de tracción es decir  $\sigma_{S1} > 0$ ; por lo tanto el tanque es estable.

### 3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE TANQUES DE HORMIGÓN

Recopilamos toda la siguiente información:

- Información del líquido almacenado: Peso específico ( $\gamma_L$ ) y la altura de diseño ( $H_L$ ) del líquido almacenado.
- Información sísmica del suelo: Tipo de suelo y la aceleración máxima del suelo ( $Z$ ) donde se construirá el tanque.
- Información del tanque: Elegir la geometría del tanque (circular o rectangular), determinar las dimensiones del tanque diámetro ( $D$ ), largo ( $L$ ), ancho ( $B$ ) y la altura de la pared ( $H_w$ ), el espesor ( $h_{tapa}$ ), la carga viva ( $W_{viva}$ ) de la cubierta, importancia del tanque ( $I$ ) según el uso del tanque y los factores de respuesta convectivo ( $R_c$ ) e impulsivo ( $R_i$ ) de acuerdo al tipo del tanque.
- Información de los materiales: La resistencia a compresión del hormigón ( $f'_c$ ); el esfuerzo a la fluencia del acero ( $f_y$ ), recubrimiento de las paredes ( $Rec_{var\ pantalla}$ ), diámetro de la varilla de las paredes ( $\emptyset_{var\ pantalla}$ ), recubrimiento de la tapa ( $Rec_{var\ tapa}$ ), diámetro de la varilla de la tapa ( $\emptyset_{var\ tapa}$ ), peso específico del hormigón armado ( $\gamma_c$ ) y por último los factores de carga viva ( $FC_{viva}$ ), carga muerta ( $FC_{muerta}$ ) y por sismo ( $FC_{sismo}$ ).

#### 3.2.1 Tanques Rectangulares de Hormigón

Para dimensionar al tanque se aconseja que la relación  $L/H_L$  sea mayor o igual a 1.5, para que los brazos de palanca de las masas impulsivas y convectivas sean menores y así disminuir los esfuerzos por el sismo, como vemos en la Figura 25.

Las dimensiones del tanque las determino de la siguiente manera:

$$Vol = L B H_L$$

$$\frac{L}{H_L} \geq 1,5$$

$$B = \frac{Vol}{1,5 H_L^2} = 6.66 \text{ m}$$

$$L = 7.51 \text{ m}$$

Donde:

**Vol** = Volumen del líquido es 250 m<sup>3</sup>.

**HL** = Altura de diseño del líquido es 5 m.

Asumo las dimensiones **L** = 10.00 m, **B** = 5.00 m y **HL** = 5.00 m

Como datos tenemos lo siguiente:

- **Información del líquido almacenado**

Peso específico  $\gamma_L = 1 \text{ t/m}^3$

Altura de diseño del líquido almacenado  $H_L = 10 \text{ m}$

- **Información sísmica del suelo**

Tipo de suelo = **C**

Aceleración máxima del suelo **Z** = 0.40 (Para Quito de acuerdo a la Figura 27)

- **Información del tanque**

Largo **L** = 10.00 m

Ancho **B** = 5.00 m

Altura de la pared **Hw** = 5.50 m

Espesor de la cubierta  $h_{tapa} = 0.25$

Carga viva de la tapa  $W_{viva} = 100 \text{ kg/m}^2$

Carga por granizo de la tapa  $W_{granizo} = 100 \text{ kg/m}^2$

Importancia del tanque **I** = 1.25 (II Tanques que deben ser funcionales después de un terremoto o son parte de líneas de vida, Tabla 6)

Factor de respuesta convectivo **Rc** = 1.00 (Tanques anclados, flexibles en la base, Tabla 7)

Factor de respuesta impulsivo **Ri** = 3.25 (Tanques anclados, flexibles en la base, Tabla 7)

- **Información de los materiales**

Resistencia a compresión del hormigón **f'c** = 240 kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo a la fluencia del acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Recubrimiento de las paredes  $Rec_{var\ pantalla} = 2.50 \text{ cm}$

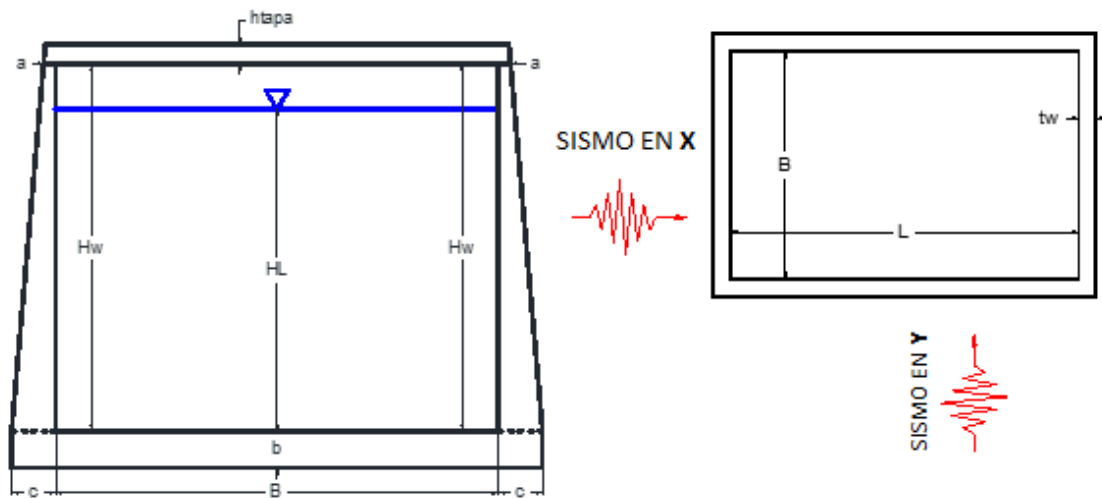
Diámetro de la varilla de las paredes  $\phi_{var\ pantalla} = 20 \text{ mm}$

Recubrimiento de la tapa  $Rec_{var\ tapa} = 2.50 \text{ cm}$

Diámetro de la varilla de la tapa  $\phi_{var\ tapa} = 20 \text{ mm}$

Peso específico del hormigón armado  $\gamma_c = 2.50 \text{ t/m}^3$

### 3.2.1.1 Pre Dimensionamiento



**Figura 86** Dimensiones del tanque rectangular.  
(Fuente: Elaboración propia)

El capítulo 13,9 del libro “Diseño de concreto reforzado” de Jack C. McCormac octava edición recomienda que se adopten las dimensiones siguientes:

$$a \geq 0.30 \text{ m}$$

$$b \text{ min } \geq 0.016 L \geq 0.30 \text{ m}$$

$$b = 0.07h - 0.10h$$

$$c = 0.05h - 0.12h$$

Con estas recomendaciones adopto los siguientes valores:

Ancho de la pared en la parte superior del tanque  $a = 0.30 \text{ m}$

Ancho de la pared en la base del tanque  $c = 0.60 \text{ m}$

Espesor de la cimentación  $b = 0.60 \text{ m}$

Calculo la pendiente **m** de los espesores del tanque, para luego obtener los espesores a cualquier altura de la pared.

$$m = \frac{c-a}{H_w} = 0.055$$

$$b_{Est} = 1.00 \text{ m}$$

Espesor promedio de la pared del tanque **tw**:

$$tw = \frac{c+a}{2} = 0.43 \text{ m}$$

### 3.2.1.2 Análisis Sísmico

Calculamos las presiones hidrodinámicas en las paredes debido al sismo, para ello seguimos los siguientes pasos:

#### 1. Calculo de los pesos actuantes

Obtenemos el peso del líquido almacenado **W<sub>L</sub>**, el peso de una pared del tanque tanto en el sentido x **W'<sub>wx</sub>** y en el sentido y **W'<sub>wy</sub>**, el peso total de las paredes del tanque **W<sub>w</sub>** y el peso del techo del tanque **W<sub>r</sub>**.

$$W_L = \gamma_L Vol = 250.00 \text{ t}$$

$$W'_{wx} = \gamma_c H_w t_w (L + c) = 65.59 \text{ t}$$

$$W'_{wy} = \gamma_c H_w t_w (B + c) = 34.65 \text{ t}$$

$$W_w = 2(W'_{wx} + W'_{wy}) = 200.48 \text{ t}$$

$$W_r = B L (W_{viva} + \gamma_c h_{tapa}) = 31.25 \text{ t}$$

- Calculo de la masa impulsiva **W<sub>i</sub>** y convectiva **W<sub>c</sub>** del líquido.

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)} = 0.54$$

$$W_i = 135.58 \text{ t}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \frac{L}{H_L} \tanh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right] = 0.49$$

$$W_c = 121.26 \text{ t}$$

- Centros de gravedad de la masa impulsiva y convectiva.

- Centros de gravedad de la masa impulsiva  $h_i$  y convectiva  $h_c$  excluyendo la presión del suelo.

$$\frac{L}{H_L} = 2 > 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

$$h_i = 1.88 \text{ m}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right] - 1}{3.16 \frac{H_L}{L} \sinh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right]} = 0.583$$

$$h_c = 2.92 \text{ m}$$

- Centros de gravedad de la masa impulsiva  $h_i$  y convectiva  $h_c$  incluyendo la presión del suelo.

$$\frac{L}{H_L} = 2 > 0.75$$

$$\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866 \frac{L}{H_L}}{2 \tanh\left[0.866 \frac{L}{H_L}\right]} - \frac{1}{8} = 0.797$$

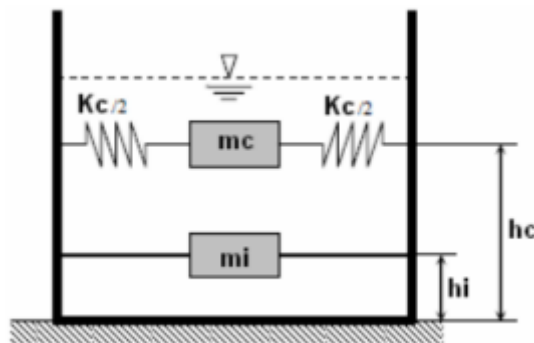
$$h'_i = 3.98 \text{ m}$$

$$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right] - 2.01}{3.16 \frac{H_L}{L} \sinh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right]} = 0.86$$

$$h'_c = 4.29 \text{ m}$$

- Propiedades dinámicas del tanque.

Las propiedades dinámicas se basan al modelo de Housner, ver Figura 87.



**Figura 87** Modelo equivalente de Housner.  
(Fuente: Vidal Gustavo: 86)

- Periodo impulsivo  $T_i$  y convectivo  $T_c$  del tanque

El módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$  es:

$$E_c = 14100 \sqrt{f'c} = 218436.61 \text{ t/m}^2$$

Masas impulsivas actuantes:

$$m_w = H_w \frac{t_w}{10^3} (\gamma_c) = 6.19 \text{ t/m}$$

$$m_i = \frac{W_i}{W_L} \frac{L}{2} H_L (\gamma_L) = 13.56 \text{ t/m}$$

$$m = m_w + m_i = 19.75 \text{ t/m}$$

$$h_w = 0.5 H_w = 2.75 \text{ t/m}$$

$$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)} = 2.15 \text{ t/m}$$

Rigidez del resorte según el modelo dinámico  $k$ :

$$k = \frac{E_c}{4} \left( \frac{t_w}{h} \right)^3 = 5012.75 \text{ t/m}^2$$

Frecuencia de vibración impulsiva del tanque  $\omega_i$ :

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k}{m}} = 156.31 \text{ rad/s}$$

Periodo impulsivo  $T_i$ :

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 0.04 \text{ s}$$

Coeficiente para obtener el periodo convectivo  $\lambda$ :

$$\lambda = \sqrt{3.16 g \tanh \left( 3.16 \frac{H_L}{L} \right)} = 5.34$$

Frecuencia de vibración convectiva del tanque  $\omega_c$ :

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} = 1.69 \text{ rad/s}$$

Periodo convectivo  $T_c$ :

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = 3.72 \text{ s}$$

- Coeficientes sísmicos de respuesta

Obtenemos el espectro de respuesta:

La aceleración máxima del suelo **Z** la obtenemos de la Figura 27.

$$S_p = Z = 0.40$$

$$S_s = 2.5 S_p = 1.00$$

$$S_1 = 1.25 S_p = 0.50$$

Los coeficientes de sitio **Fa** y **Fv** los obtenemos de la Tabla 4 y la Tabla 5 respectivamente.

$$F_a = 1.00$$

$$F_v = 1.30$$

$$S_{MS} = F_a S_s = 1.00$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 0.65$$

Obtenemos las aceleraciones espectrales en periodos cortos **S<sub>DS</sub>** y en un segundo **S<sub>D1</sub>**:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 0.67$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0.43$$

Obtenemos los periodos:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.13 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.65 \text{ s}$$

$$T_L = 4.00 \text{ s}$$

Para armar el espectro de respuesta elástico (*Figura 88*) usamos las siguientes formulas:

$$\text{Si } T < T_0$$

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

$$\text{Si } T_0 \leq T \leq T_s$$

$$S_a = S_{DS}$$

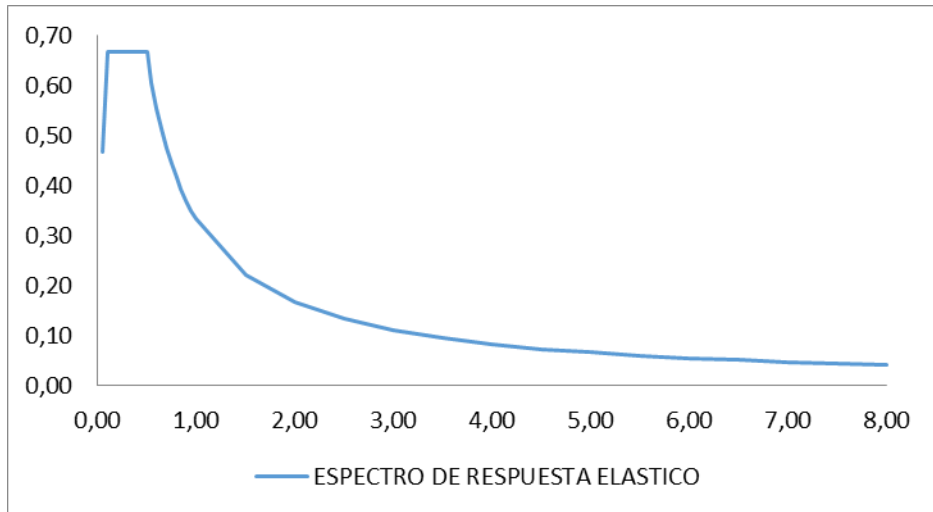


$$\text{Si } T_s < T \leq T_L$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$\text{Si } T > T_L$$

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$



**Figura 88** Espectro de respuesta elástico.  
(Fuente: Elaboración propia)

Los coeficientes impulsivos  $C_i$  y convectivos  $C_c$  los calculamos así:

$$T_i = 0.04 < T_s = 0.65 \text{ s}$$

$$C_i = S_{DS} = 0.67$$

$$T_c = 3.72 > 1.6/T_s = 2.46$$

$$C_c = 6 \frac{0.4 S_{DS}}{T_c^2} = 0.12$$

$$C_c \leq 1.5 S_{D1} = 0.645 \text{ ok}$$

Por último calculamos los coeficientes de masa efectiva  $\varepsilon$  y el coeficiente hidrodinámico  $C_t$ :

$$\varepsilon = \left[ 0.0151 \left( \frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left( \frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] = 0.70$$

$$\varepsilon \leq 1.00 \text{ ok}$$

$$C_t = 0.4 S_{DS} = 0.27$$

## 2. Cargas Sísmicas de Diseño

El tanque rectangular se lo analiza en dirección X e Y, debido a que la inercia de la pared en sentido Y será mayor que en sentido X.

Calculamos la inercia lateral total del techo  $P_r$ , Fuerza impulsiva total  $P_i$ , la fuerza convectiva total  $P_c$  y la presión del suelo  $P_{eg}$  que en este estudio es igual a 0 debido a que el tanque está por encima del nivel del suelo.

$$P_r = C_i I \left[ \frac{W_r}{R_i} \right] = 8.01 \text{ t}$$

$$P_i = C_i I \left[ \frac{W_i}{R_i} \right] = 34.76 \text{ t}$$

$$P_c = C_c I \left[ \frac{W_c}{R_c} \right] = 17.49 \text{ t}$$

$$P_{eg} = 0 \text{ t}$$

Obtenemos la fuerza de inercia lateral total de una pared del tanque perpendicular al sismo.

Para el sismo en dirección X, la inercia lateral de la pared en Y  $P'_{WY}$  es:

$$P'_{WY} = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W'_{WY}}{R_i} \right] = 6.22 \text{ t}$$

Para el sismo en dirección Y, la inercia lateral de la pared en X  $P'_{WX}$  es:

$$P'_{WX} = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W'_{WX}}{R_i} \right] = 11.77 \text{ t}$$

El corte basal en la dirección X  $V_x$  es:

$$V_x = \sqrt{(P_i + P'_W + P_r)^2 + P_c^2 + P_{eg}^2} = 52.02 \text{ t}$$

El corte basal en la dirección Y  $V_y$  es:

$$V_y = \sqrt{(P_i + P'_W + P_r)^2 + P_c^2 + P_{eg}^2} = 57.28 \text{ t}$$

### 3. Momento flexionante en la base

Al igual que el corte basal, el momento flexionante se calcula tanto en la dirección X como en la dirección Y; primero encontramos los momentos debido a la pared en X  $M_{Wx}$  y en Y  $M_{Wy}$ , momento debido al techo  $M_r$ , momento impulsivo  $M_i$  y el momento convectivo  $M_c$ :

$$M_{Wx} = P_W h_w = 17.10 \text{ tm}$$

$$M_{wy} = P_w h_w = 32.36 \text{ tm}$$

$$M_r = P_r h_r = 46.07 \text{ tm}$$

$$M_i = P_i h_i = 65.18 \text{ tm}$$

$$M_c = P_c h_c = 51.02 \text{ tm}$$

Momento total flexionante en la base en dirección X:

$$M_{bx} = \sqrt{(M_i + M_{wx} + M_r)^2 + M_c^2} = 138.12 \text{ tm}$$

Momento total flexionante en la base en dirección Y:

$$M_{by} = \sqrt{(M_i + M_{wy} + M_r)^2 + M_c^2} = 152.41 \text{ tm}$$

#### 4. Momento volcante

Calculamos los momentos volcantes impulsivo  $M'_i$  y convectivo  $M'_c$  con los brazos de palanca incluyendo la presión del suelo:

$$M'_i = P_i h'_i = 138.53 \text{ tm}$$

$$M'_c = P_c h'_c = 75.07 \text{ tm}$$

Entonces el momento volcante total en la dirección X  $M_{ox}$  es:

$$M_{ox} = \sqrt{(M'_i + M_{wx} + M_r)^2 + M'^2_c} = 215.22 \text{ tm}$$

Y el momento volcante total en la dirección Y  $M_{oy}$  es:

$$M_{oy} = \sqrt{(M'_i + M_{wy} + M_r)^2 + M'^2_c} = 229.59 \text{ tm}$$

#### 5. Distribución de fuerzas dinámicas

Por último la ACI nos indica cómo distribuir las fuerzas hidrodinámicas usando las ecuaciones siguientes:

Presión de contacto debido a la inercia de la pared a una altura y  $p_{wy}$ :

$$p_{wy} = \left( \frac{C_i I}{R_i} \varepsilon y c B t_w \right) / B$$

Presión de contacto debido a la masa impulsiva a una altura y  $p_{iy}$ :

$$p_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[ 4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \frac{1}{B}$$

Presión de contacto debido a la masa convectiva a una altura y  $p_{cy}$ :

$$p_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left[ 4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \frac{1}{B}$$

Presión de contacto debido a aceleración vertical a una altura y  $p_{vy}$ :

$$b = 2/3$$

$$\ddot{u}_v = C_t I \left( \frac{b}{R_i} \right) \geq 0.2 S_{DS} = 0.13$$

$$p_{vy} = \ddot{u}_v \gamma_L B \left( \frac{1}{B} \right)$$

En el análisis sísmico hallamos la presión de contacto total a una altura y  $p_y$  medida desde la base del tanque, en la Tabla 36 y en la Tabla 37 encontramos los resultados de los cálculos de las presiones en la dirección X y en la dirección Y respectivamente.

$$p_y = \sqrt{(p_{iy} + p_{wy})^2 + p_{cy}^2 + p_{vy}^2}$$

**Tabla 36** Presión total en las paredes del tanque debido a un sismo en dirección X.

SISMO EN DIRECCION PARALELA A X					
y m	$p_w$ t/m2	$p_i$ t/m2	$p_c$ t/m2	$p_v$ t/m2	$p$ t/m2
0,00	0,20	1,22	0,18	0,67	1,577
1,00	0,20	1,01	0,24	0,53	1,345
2,00	0,20	0,80	0,31	0,40	1,123
3,00	0,20	0,59	0,38	0,27	0,921
4,00	0,20	0,38	0,45	0,13	0,752
5,00	0,20	0,17	0,52	0,00	0,645
5,50	0,20	-	-	-	0,202

(Fuente: Elaboración propia)

**Tabla 37** Presión total en las paredes del tanque debido a un sismo en dirección Y.

SISMO EN DIRECCION PARALELA A Y					
y m	$p_w$ t/m2	$p_t$ t/m2	$p_c$ t/m2	$p_v$ t/m2	$p$ t/m2
0,00	0,20	0,61	0,09	0,67	1,053
1,00	0,20	0,50	0,12	0,53	0,893
2,00	0,20	0,40	0,16	0,40	0,739
3,00	0,20	0,30	0,19	0,27	0,596
4,00	0,20	0,19	0,23	0,13	0,473
5,00	0,20	0,09	0,26	0,00	0,390
5,50	0,20	-	-	-	0,202

(Fuente: Elaboración propia)

Por ultimo calculamos la altura de chapoteo:

$$d_{max} = \left(\frac{L}{2}\right) C_c I \geq 0.2 S_{DS} = 0.72 \text{ m}$$

La altura de chapoteo que adoptamos 0.50 m es menor al necesario 0.72 m, pero con fines didácticos no modificaremos la altura de la pared.

### 3.2.1.3 Análisis de la Tapa y las Paredes del Tanque

Calculamos las cargas factoradas de diseño, con las siguientes combinaciones de carga:

Obtenemos la presión hidrostática:

$$\text{Presión hidrostática: } Ph_{base} = \gamma_L H_L = 5.00 \text{ t/m2}$$

$$\text{Presión hidrodinámica: } Psi_{base} = 1.58 \text{ t/m2}$$

- Combinación de carga para la tapa del tanque

$$1.20 D + 1.60 L + 0.50 S = 1.20 (2.50) (0.25) + 1.60 (0.10) + 0.50 (0.10) = 0.96 \text{ t/m2}$$

$$1.20 D + 1.60 S + 1.00 L = 1.20 (2.50) (0.25) + 1.60 (0.10) + 1.00 (0.10) = 1.01 \text{ t/m2}$$

La combinación máxima es 1.20 D + 1.60 S + 1.00 L.

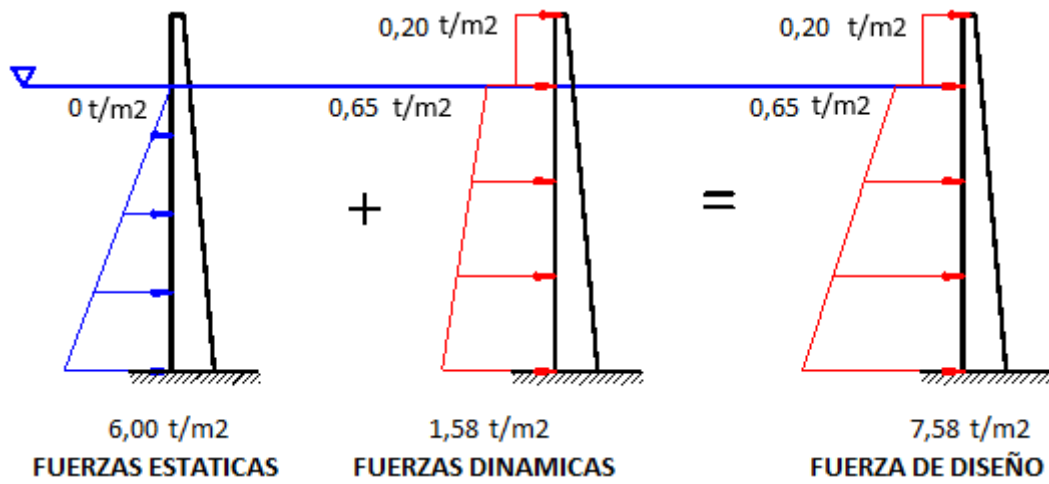
- Combinación de carga para las paredes del tanque

$$1.40 D = 1.40 (5.00) = 7.00 \text{ t/m2}$$

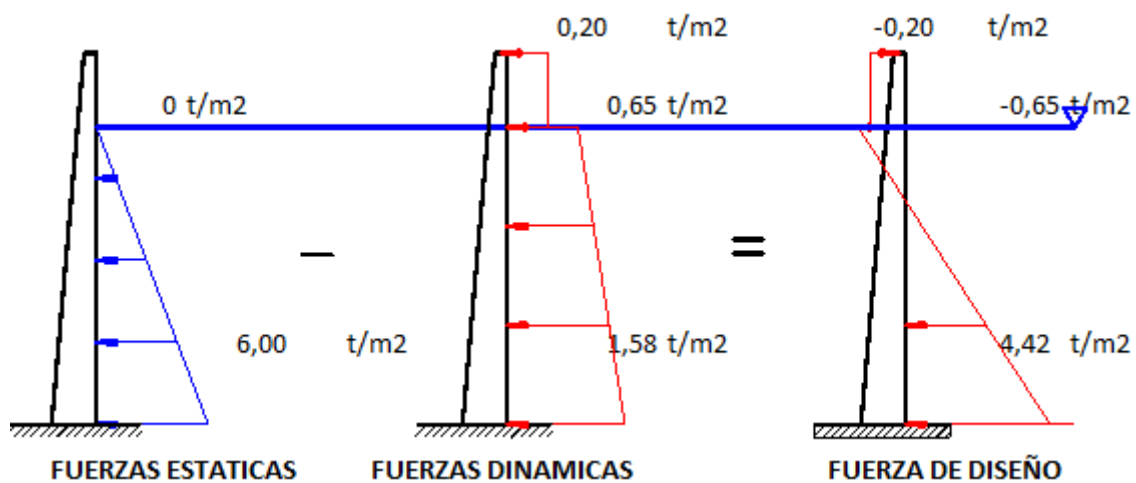
$$1.20 D + 1 E + L + 0,20 S = 1.20 (5.00) + 1 (1.58) + 1(0.00) + 0.20 (0.00) = 7.58 \text{ t/m2}$$

La combinación máxima es 1.20 D + 1.00 E + L + 0,20 S.

Usamos la combinación de carga y aplicamos las cargas hidrodinámicas e hidrostáticas como nos indica la ACI, ver Figura 28:



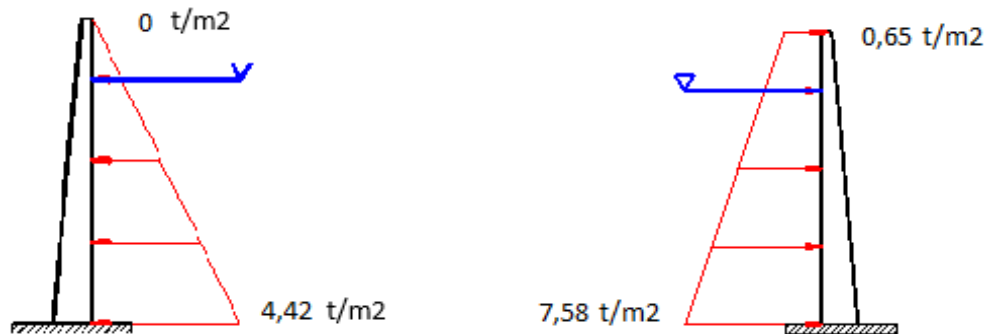
**Figura 89** Cargas combinadas y mayoradas aplicadas en la pared en la mitad importante del tanque rectangular.  
(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 90** Cargas combinadas y mayoradas aplicadas en la pared en la mitad de arrastre del tanque rectangular.  
(Fuente: Elaboración propia)

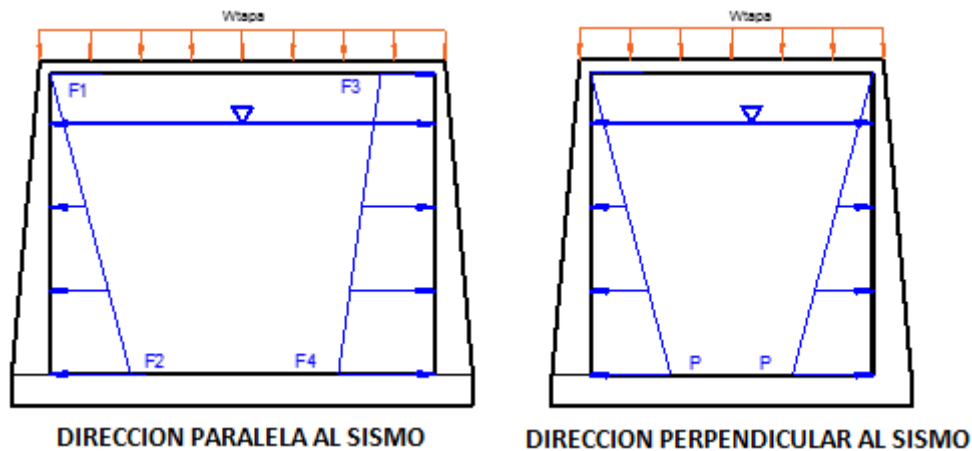
La carga hidrodinámica será la mayor obtenida del análisis sísmico, en este caso las mayores presiones se da cuando el sismo está en dirección X. Por facilidad de cálculo a las cargas de las paredes las transformando en cargas trapezoidales, escogiendo la carga en el espejo de agua y aplicándola en la parte superior de la pared, para la pared en la mitad importante, ver Figura 91. Y a las cargas en la pared en la mitad de arrastre

las transformamos en una carga triangular, como la carga a la altura del espejo de agua es menor que 0, aplicamos una carga de 0 t/m<sup>2</sup> en la parte superior de la pared del tanque, ver Figura 91. Al transformar las cargas estamos siendo conservadores.



**Figura 91** Cargas adoptadas para el análisis de las paredes del tanque (A la derecha las cargas en la mitad de arrastre, en la izquierda las cargas en la mitad importante).  
(Fuente: Elaboración propia).

Por lo tanto las cargas que se aplicaran en las paredes del tanque durante un evento sísmico, sea este en sentido X o en sentido Y, serán las que se muestran en la Figura 92.



**Figura 92** Cargas aplicadas en las paredes del tanque durante un sismo en dirección paralela a la longitud del tanque.  
(Fuente: Elaboración propia)

Entonces las cargas serán las siguientes:

$$W_{tapa} = 1.01 \text{ t/m}^2$$

$$F_1 = 0.00 \text{ t/m}^2$$

$$F_2 = 4.42 \text{ t/m}^2$$

$$F_3 = 0.65 \text{ t/m}^2$$

$$F_4 = 7.58 \text{ t/m}^2$$

$$P = \gamma_L H_L F_{c_{viva}} = 6.00 \text{ t/m}^2$$

Para obtener el corte y momento de la pared del tanque, la ACI indica que se analice como una losa. Para encontrar los momentos usaremos los coeficientes de la Tabla 8 y la Tabla 9 con las ecuaciones siguientes:

$$m = \frac{B}{L}$$

$$M_{corta} + = 0.001 w B^2 Coef$$

$$M_{corta} - = 0.001 w B^2 Coef$$

$$M_{larga} + = 0.001 w B^2 Coef$$

$$M_{larga} - = 0.001 w B^2 Coef$$

Momento en la tapa del tanque:

$$m = \frac{B}{L} = 0.50$$

$$L > B \rightarrow B = B$$

→ Coef = Carga rectangular 1 (Tabla 8)

$$M_{larga} - = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(1.01)(5^2)(58) = 1.46 \text{ tm/m}$$

$$M_{larga} + = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(1.01)(5^2)(10) = 0.25 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta} - = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(1.01)(5^2)(84) = 2.12 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta} + = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(1.01)(5^2)(41) = 1.04 \text{ tm/m}$$

Aplicamos las fuerzas hidrodinámicas tanto en la dirección X y en la dirección Y, ver Figura 34 y Figura 35.

- Sismo en dirección X

Aplicamos las cargas en las paredes del tanque como se indica en la Figura 92.

- Momento en las paredes cortas

$$m = \frac{Dim_{corta}}{Dim_{larga}} = 0.91$$



- Análisis de la pared en la mitad importante

- Momento debido a una carga triangular

$$w = F4 - F3 = 6.93 \text{ t/m}^2$$

$$Hw > B \rightarrow B = B$$

→ Coef = Carga Triangular 3 (Tabla 9)

$$M_{larga}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.93)(5^2)(36) = 6.14 \text{ tm/m}$$

$$M_{larga}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.93)(5^2)(12) = 2.08 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.93)(5^2)(32) = 5.53 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.93)(5^2)(13) = 2.27 \text{ tm/m}$$

- Momento debido a una carga rectangular

$$w = F3 = 0.65 \text{ t/m}^2$$

$$Hw > B \rightarrow B = B$$

→ Coef = Carga rectangular 1 (Tabla 8)

$$M_{larga}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(0.65)(5^2)(36) = 0.89 \text{ tm/m}$$

$$M_{larga}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(0.65)(5^2)(20) = 0.33 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(0.65)(5^2)(59) = 0.94 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(0.65)(5^2)(25) = 0.40 \text{ tm/m}$$

Por lo tanto los momentos en la pared es igual a la sumatoria de los momentos por la carga triangular más el momento por carga rectangular:

$$M_{larga}^- = 8.04 + 0.58 = 7.03 \text{ tm/m}$$

$$M_{larga}^+ = 2.68 + 0.32 = 2.41 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^- = 7.14 + 0.94 = 6.47 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^+ = 2.9 + 0.40 = 2.67 \text{ tm/m}$$

- Análisis de la pared en la mitad de arrastre

$$w = F_2 = 4.42 \text{ t/m}^2$$

$$Hw > B \rightarrow B = B$$

→ Coef = Carga Triangular 3 (Tabla 9)

$$M_{larga}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(4.42)(5^2)(36) = 3.92 \text{ tm/m}$$

$$M_{larga}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(4.42)(5^2)(12) = 1.33 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(4.42)(5^2)(32) = 3.52 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(4.42)(5^2)(13) = 1.45 \text{ tm/m}$$

- Momento en las paredes largas

$$m = \frac{Dim_{corta}}{Dim_{larga}} = 0.55$$

$$L > Hw \rightarrow B = Hw$$

→ Coef = Carga triangular 2 (Tabla 9)

$$w = p = 6.00 \text{ t/m}^2$$

$$M_{larga}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.00)(5.5^2)(30) = 5.45 \text{ tm/m}$$

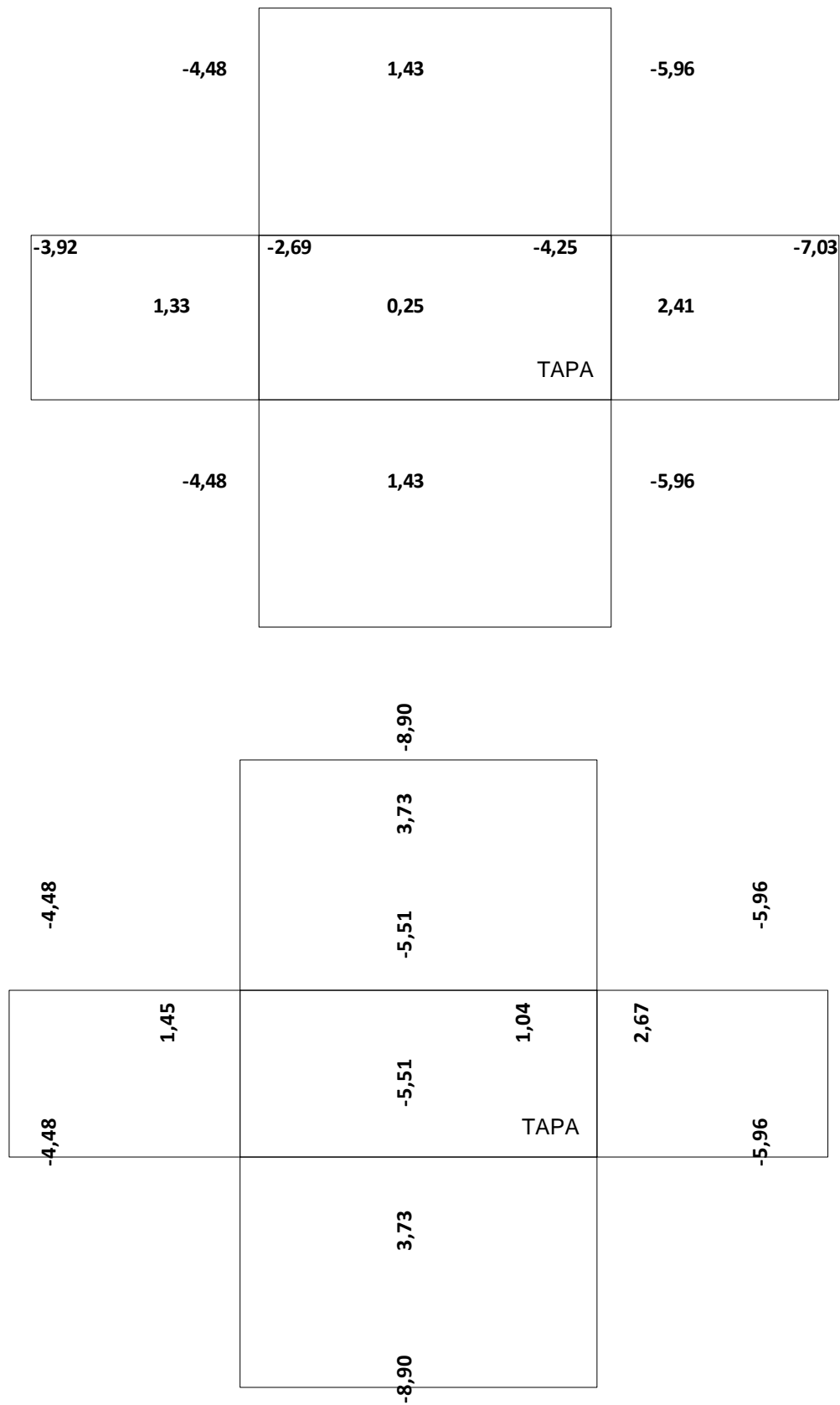
$$M_{larga}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.00)(5.5^2)(8) = 1.43 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.00)(5.5^2)(49) = 8.90 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.00)(5.5^2)(20) = 3.73 \text{ tm/m}$$

Los dos momentos negativos de frontera los promediamos debido a que las paredes del tanque se las considera como losas continuas, entonces los momentos en las paredes serán:

# MOMENTOS EN LAS PAREDES CON SISMO EN DIRECCION X



**Figura 93** Momentos en el tanque debido al sismo en dirección X.  
(Fuente: Elaboración propia)

## Sismo en dirección Y

- Momento en las paredes largas

$$m = \frac{Dim_{corta}}{Dim_{larga}} = 0.55$$

- Análisis de la pared en la mitad importante

- Momento debido a una carga triangular

$$w = F4 - F3 = 6.93 \text{ t/m}^2$$

$$L > Hw \rightarrow B = Hw$$

→ Coef = Carga Triangular 2 (Tabla 9)

$$M_{larga}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.93)(5.5^2)(30) = 6.29 \text{ tm/m}$$

$$M_{larga}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.93)(5.5^2)(8) = 1.66 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.93)(5.5^2)(49) = 10.28 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.93)(5.5^2)(20) = 4.30 \text{ tm/m}$$

- Momento debido a una carga rectangular

$$w = F3 = 0.65 \text{ t/m}^2$$

$$L > Hw \rightarrow B = Hw$$

→ Coef = Carga rectangular 1 (Tabla 8)

$$M_{larga}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(0.65)(5.5^2)(58) = 1.14 \text{ tm/m}$$

$$M_{larga}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(0.65)(5.5^2)(11.5) = 0.22 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^- = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(0.65)(5.5^2)(82) = 1.62 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta}^+ = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(0.65)(5.5^2)(39.5) = 0.78 \text{ tm/m}$$

Por lo tanto los momentos en la pared es igual a la sumatoria de los momentos por la carga triangular más el momento por carga rectangular:

$$M_{larga}^- = 8.10 + 1.12 = 7.43 \text{ tm/m}$$

$$M_{larga} + = 2.16 + 0.22 = 1.88 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta} - = 13.24 + 1.59 = 11.90 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta} + = 5.40 + 0.77 = 5.08 \text{ tm/m}$$

- Análisis de la pared en la mitad de arrastre

$$w = F2 = 4.42 \text{ t/m}^2$$

$$L > Hw \rightarrow B = Hw$$

→ Coef = Carga triangular 2 (Tabla 9)

$$M_{larga} - = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(4.42)(5.5^2)(30) = 4.01 \text{ tm/m}$$

$$M_{larga} + = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(4.42)(5.5^2)(8) = 1.05 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta} - = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(4.42)(5.5^2)(49) = 6.56 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta} + = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(4.42)(5.5^2)(20) = 2.75 \text{ tm/m}$$

- Momento en las paredes cortas

$$m = \frac{Dim_{corta}}{Dim_{larga}} = 0.91$$

$$Hw > B \rightarrow B = B$$

→ Coef = Carga triangular 3 (Tabla 9)

$$w = p = 6.00 \text{ t/m}^2$$

$$M_{larga} - = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.00)(5^2)(36) = 5.32 \text{ tm/m}$$

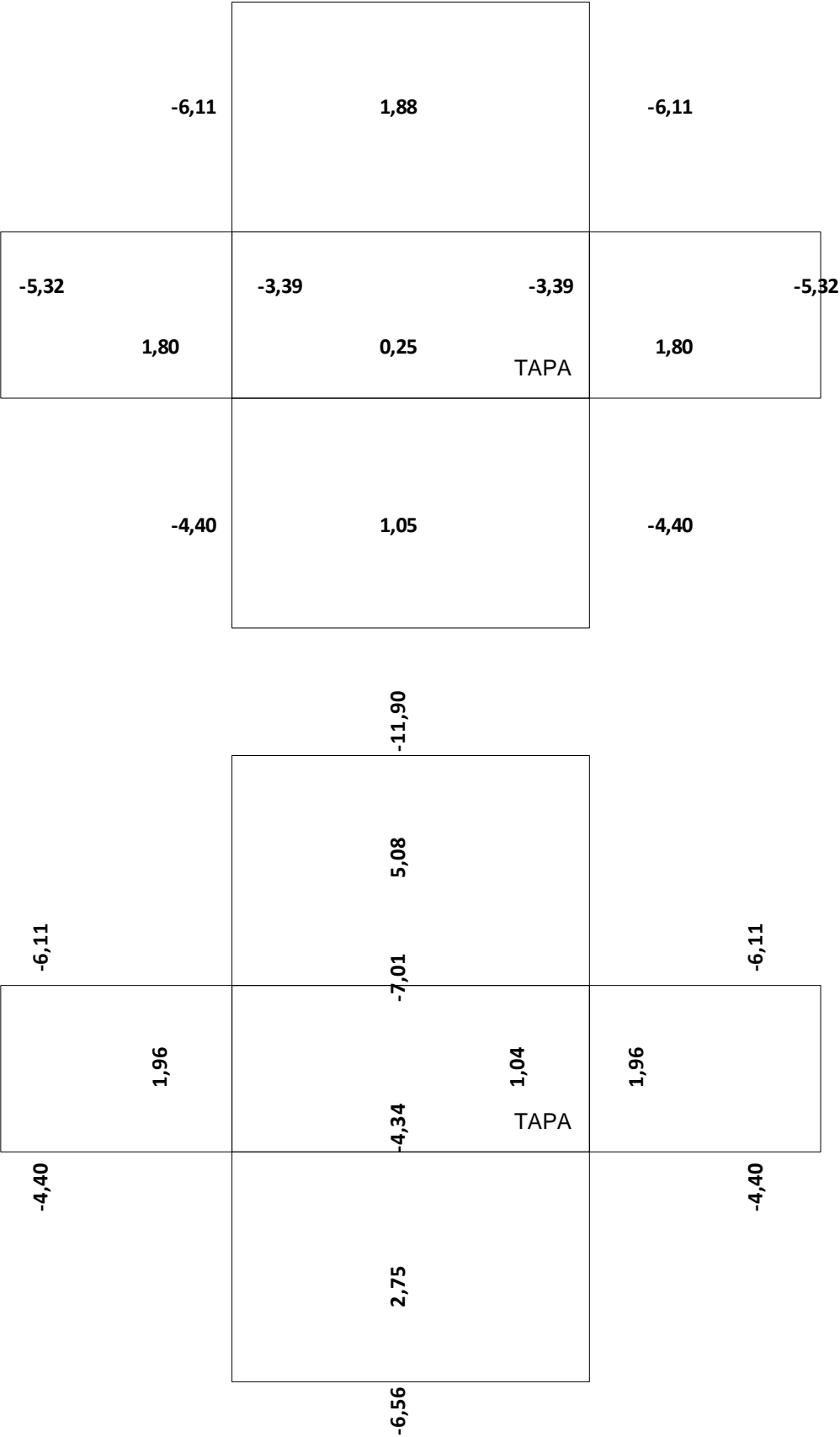
$$M_{larga} + = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.00)(5^2)(12) = 1.80 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta} - = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.00)(5^2)(32) = 4.78 \text{ tm/m}$$

$$M_{corta} + = 0.001 w B^2 Coef = 0.001(6.00)(5^2)(13) = 1.96 \text{ tm/m}$$

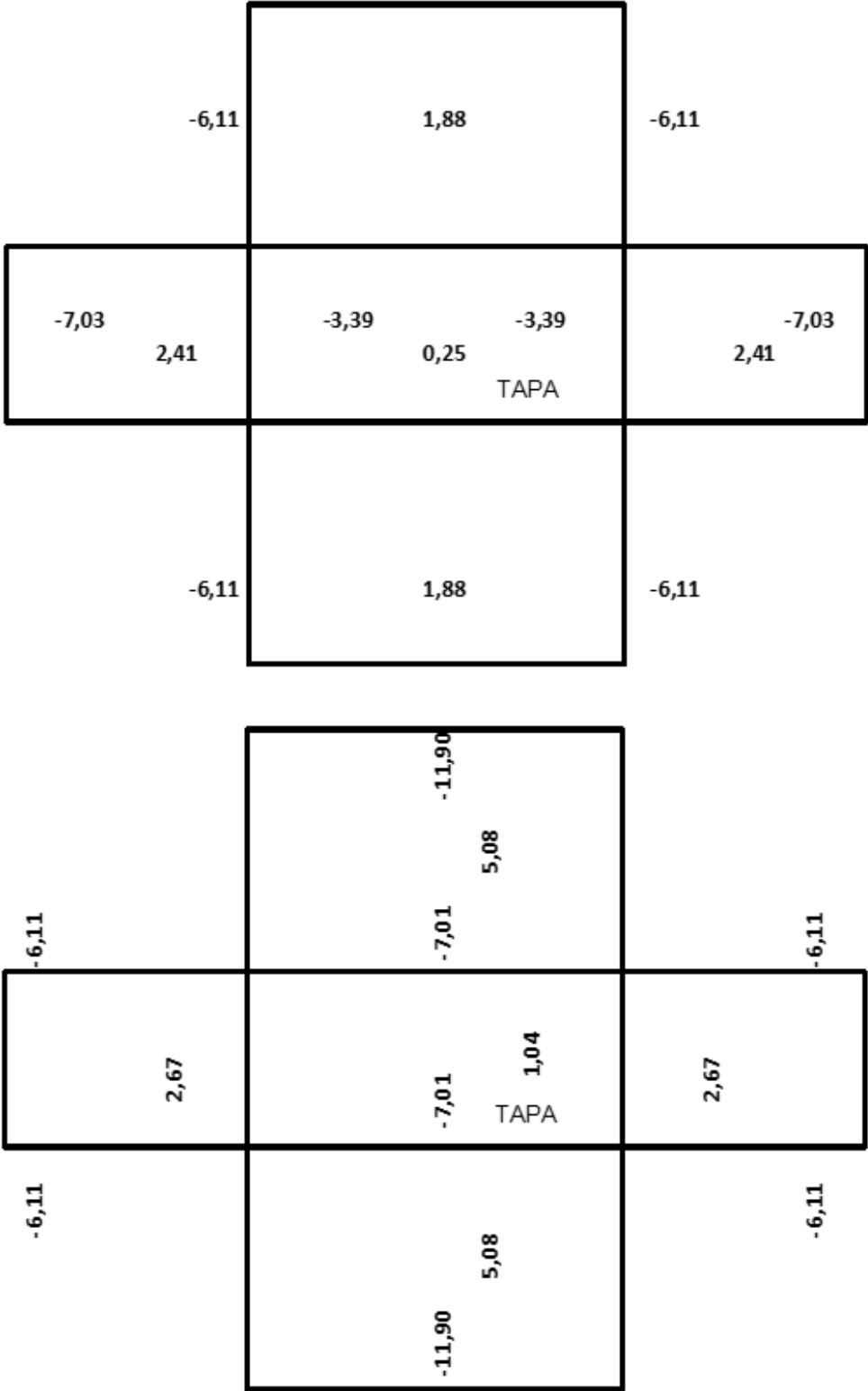
De igual manera a los dos momentos negativos de frontera se los promedia debido a que las paredes del tanque se las considera como losas continuas, entonces los momentos en las paredes serán:

MOMENTOS EN LAS PAREDES CON SISMO EN DIRECCION Y



**Figura 94** Momentos en el tanque debido al sismo en dirección Y.  
(Fuente: Elaboración propia)

Por ultimo en el análisis, escogemos los momentos máximos que se presentan en la Figura 93 y la Figura 94.



**Figura 95** Momentos máximos en las paredes del tanque.  
(Fuente: Elaboración Propia)

Para encontrar el cortante en las paredes y la tapa del tanque, se la analiza como una losa, es decir el cortante es igual al área cooperante multiplicada por la carga distribuida, ver Figura 38, el corte se calcula de la siguiente manera:

Para obtener el área cooperante:

$$\text{Si } d_y > d_x$$

$$A1 = \frac{d_y^2}{4}$$

$$\text{Si } d_y = d_x$$

$$A1 = A2 = \frac{d_y^2}{4}$$

$$\text{Si } d_x > d_y$$

$$A1 = \frac{d_x^2}{4}$$

$$A2 = \frac{2 d_x d_y - d_y^2}{4}$$

Para obtener las fuerzas distribuidas usamos las ecuaciones siguientes:

$$W_{sup} = \frac{F_{sup} + (F_{inf} + F_{sup})/2}{2}$$

$$W_{inf} = \frac{F_{inf} + (F_{inf} + F_{sup})/2}{2}$$

$$W_{lat} = \frac{(F_{inf} + F_{sup})}{2}$$

Entonces el corte es igual a:

$$V_{sup} = A1 W_{SUP}$$

$$V_{inf} = A1 W_{INF}$$

$$V_{lat} = A2 W_{LAT}$$

De la misma manera que el momento, obtenemos el cortante en las paredes del tanque aplicando el sismo en la dirección X y en Y.

- Corte en la tapa del tanque:

$$V_L = A1 W_{tapa}$$

$$V_L = \left( \frac{2 B L - B^2}{4} \right) (W_{tapa}) = \left( \frac{2 * 5 * 10^{-5^2}}{4} \right) (1.01) = 18.94 \text{ t}$$



$$V_B = A2 W_{tapa}$$

$$V_L = \left(\frac{B^2}{4}\right) (W_{tapa}) = \left(\frac{5^2}{4}\right) (1.01) = 6.31 \text{ t}$$

- Sismo en dirección X:

- Corte en las paredes cortas

- Pared en la mitad importante

$$V_{SUP} = \left(\frac{B^2}{4}\right) \left(\frac{F_{sup} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2}\right) = \left(\frac{5^2}{4}\right) \left(\frac{0.65 + \frac{7.58 + 0.65}{2}}{2}\right) = 14.89 \text{ t}$$

$$V_{INF} = \left(\frac{B^2}{4}\right) \left(\frac{F_{inf} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2}\right) = \left(\frac{5^2}{4}\right) \left(\frac{7.58 + \frac{7.58 + 0.65}{2}}{2}\right) = 36.55 \text{ t}$$

$$V_{LAT} = V_L = \left(\frac{2 B H w - B^2}{4}\right) \left(\frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}\right) = \left(\frac{2*5*5.5 - 5^2}{4}\right) \left(\frac{7.58 + 0.65}{2}\right) = 30.86 \text{ t}$$

- Pared en la mitad de arrastre

$$V_{SUP} = \left(\frac{B^2}{4}\right) \left(\frac{F_{sup} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2}\right) = \left(\frac{5^2}{4}\right) \left(\frac{0 + \frac{4.42 + 0}{2}}{2}\right) = 6.91 \text{ t}$$

$$V_{INF} = \left(\frac{B^2}{4}\right) \left(\frac{F_{inf} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2}\right) = \left(\frac{5^2}{4}\right) \left(\frac{4.42 + \frac{4.42 + 0}{2}}{2}\right) = 20.72 \text{ t}$$

$$V_{LAT} = V_L = \left(\frac{2 B H w - B^2}{4}\right) \left(\frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}\right) = \left(\frac{2*5*5.5 - 5^2}{4}\right) \left(\frac{4.42 + 0}{2}\right) = 16.58 \text{ t}$$

- Corte en las paredes largas

$$V_{SUP} = \left(\frac{2 H w L - H w^2}{4}\right) \left(\frac{F_{sup} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2}\right) = \left(\frac{2*5.5*10 - 5.5^2}{4}\right) \left(\frac{0 + \frac{6 + 0}{2}}{2}\right) = 29.91 \text{ t}$$

$$V_{INF} = \left(\frac{2 H w L - H w^2}{4}\right) \left(\frac{F_{sup} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2}\right) = \left(\frac{2*5.5*10 - 5.5^2}{4}\right) \left(\frac{6 + \frac{6 + 0}{2}}{2}\right) = 89.72 \text{ t}$$

$$V_{LAT} = \left(\frac{H w^2}{4}\right) \left(\frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}\right) = \left(\frac{5.5^2}{4}\right) \left(\frac{0 + 6}{2}\right) = 22.69 \text{ t}$$

- Sismo en dirección Y:

- Corte en las paredes largas

- Pared en la mitad importante

$$V_{SUP} = \left(\frac{2 H w L - H w^2}{4}\right) \left(\frac{F_{sup} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2}\right) = \left(\frac{2*5.5*10 - 5.5^2}{4}\right) \left(\frac{0.65 + \frac{7.58 + 0.65}{2}}{2}\right) = 47.50 \text{ t}$$

$$V_{INF} = \left( \frac{2 H w L - H w^2}{4} \right) \left( \frac{F_{sup} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2} \right) = \left( \frac{2 * 5.5 * 10 - 5.5^2}{4} \right) \left( \frac{7.58 + \frac{7.58 + 0.65}{2}}{2} \right) = 116.58 \text{ t}$$

$$V_{LAT} = \left( \frac{H w^2}{4} \right) \left( \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2} \right) = \left( \frac{5.5^2}{4} \right) \left( \frac{7.58 + 0.65}{2} \right) = 38.49 \text{ t}$$

- Pared en la mitad de arrastre

$$V_{SUP} = \left( \frac{2 H w L - H w^2}{4} \right) \left( \frac{F_{sup} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2} \right) = \left( \frac{2 * 5.5 * 10 - 5.5^2}{4} \right) \left( \frac{0 + \frac{4.42 + 0}{2}}{2} \right) = 22.03 \text{ t}$$

$$V_{INF} = \left( \frac{2 H w L - H w^2}{4} \right) \left( \frac{F_{sup} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2} \right) = \left( \frac{2 * 5.5 * 10 - 5.5^2}{4} \right) \left( \frac{4.42 + \frac{4.42 + 0}{2}}{2} \right) = 66.09 \text{ t}$$

$$V_{LAT} = \left( \frac{H w^2}{4} \right) \left( \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2} \right) = \left( \frac{5.5^2}{4} \right) \left( \frac{0 + 4.42}{2} \right) = 16.71 \text{ t}$$

- Corte en las paredes cortas

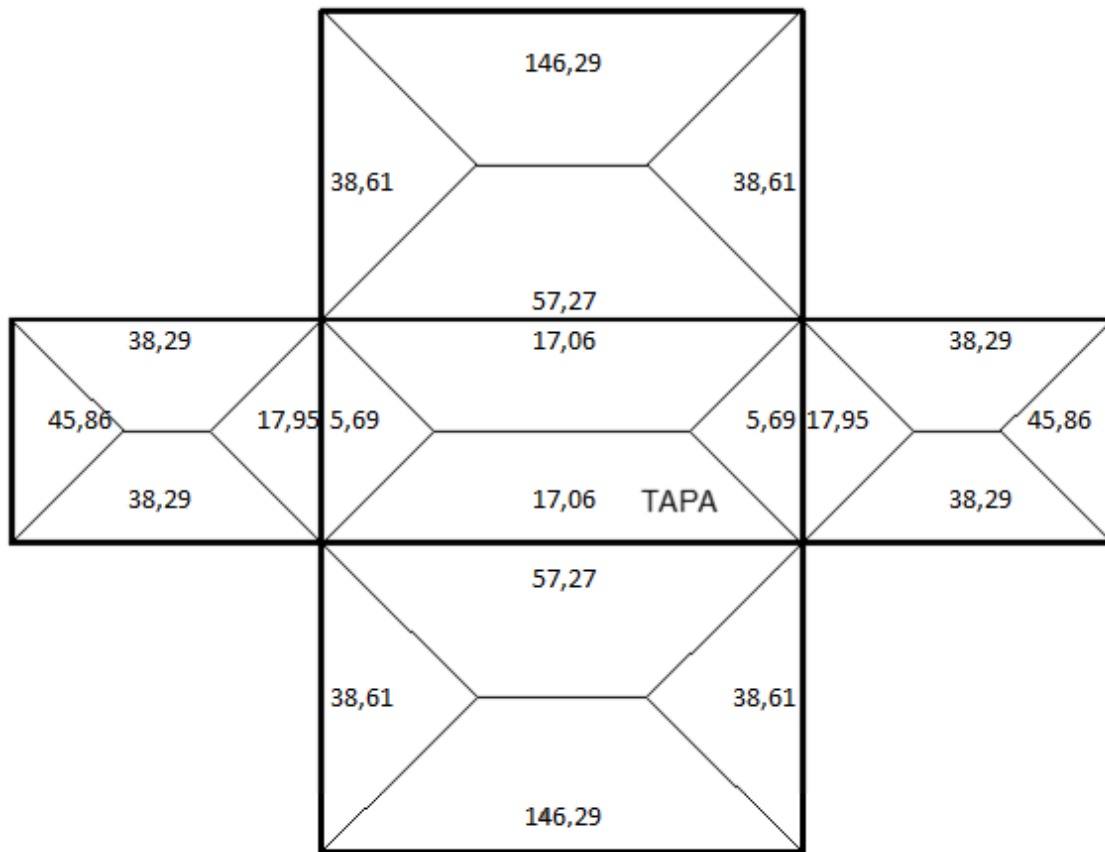
$$V_{SUP} = \left( \frac{B^2}{4} \right) \left( \frac{F_{sup} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2} \right) = \left( \frac{5^2}{4} \right) \left( \frac{0 + \frac{6 + 0}{2}}{2} \right) = 9.38 \text{ t}$$

$$V_{INF} = \left( \frac{B^2}{4} \right) \left( \frac{F_{inf} + \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2}}{2} \right) = \left( \frac{5^2}{4} \right) \left( \frac{6 + \frac{6 + 0}{2}}{2} \right) = 28.13 \text{ t}$$

$$V_{LAT} = V_L = \left( \frac{2 B H w - B^2}{4} \right) \left( \frac{F_{inf} + F_{sup}}{2} \right) = \left( \frac{2 * 5 * 5.5 - 5^2}{4} \right) \left( \frac{6 + 0}{2} \right) = 22.50 \text{ t}$$

Entonces escogemos los cortantes máximos tanto de la dirección en X como en Y, y nos quedan los cortes en la tapa y las paredes del tanque así:

**CORTES MAXIMOS ACTUANTES EN LAS PAREDES DEL TANQUE DEBIDO A SISMOS EN DIRECCION X E Y**



**Figura 96** Cortes máximos debido al sismo en dirección X y en Y.  
(Fuente: Elaboración propia)

Antes de diseñar el acero de refuerzo calculamos los espesores de la pared y de la tapa, con el fin de comprobar si las medidas que adoptamos son las correctas.

El peralte de la tapa se calcula por corte y momento:

- Por corte

Como el corte máximo está en dirección Y, el ancho b es perpendicular a la dirección del corte, entonces  $b = L$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = V_u$$

$$0.75 (0.53 \sqrt{240} * 10 * d * 10) = 18.94$$

$$d = 0.03 \text{ m}$$

- Por momento

El momento último se lo multiplica por un factor 1.20, debido a cualquier error de cálculo o por simplificación, y el ancho de estudio es igual a 1 m, porque el momento es por cada metro.

$$Mu = 1,2 M = 1.2(8.37) = 8.41 \text{ tm/m}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\mu f'c b_{Est}}} = \sqrt{\frac{10.05}{0.1448 * 240 * 1} * \frac{1}{10}} = 0.16 \text{ m}$$

Entonces el peralte será el valor máximo calculado por corte y momento:

$$d = 0.16 \text{ m}$$

Y el espesor de la tapa del tanque es:

$$t_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var tapa}}{2} = 0.20 \text{ m}$$

El espesor calculado es menor que el espesor que asumimos  $t_{calc} = 0.20 \text{ m} < h_{tapa} = 0.30 \text{ m}$ , por lo tanto está bien.

Calculamos el espesor de la pared tanto en la parte superior y en la parte inferior, y de la misma manera que la tapa la calculamos por solicitaciones al cortante y al momento:

- Por corte

El corte máximo se encuentra en la base de la pared larga, entonces el ancho b es perpendicular igual a L, b = L.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = V_u$$

$$0.75 (0.53 \sqrt{240} * 10 * d * 10) = 47.50$$

$$d = 0.08 \text{ m}$$

- Por momento

$$Mu = 1,2 M = 1.2(7.01) = 8.41 \text{ tm/m}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\mu f'c b_{Est}}} = \sqrt{\frac{8.41}{0.1448 * 240 * 1} * \frac{1}{10}} = 0.16 \text{ m}$$

Entonces el peralte será el valor máximo calculado por corte y momento:

$$d = 0.16 \text{ m}$$

Y el espesor en la parte superior de la pared del tanque es:

$$t_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var pared}}{2} = 0.19 \text{ m}$$

El espesor calculado es menor que el espesor que asumimos  $t_{calc} = 0.19 \text{ m} < a = 0.27 \text{ m}$ , por lo tanto está bien.

De idéntica forma encontramos el espesor en la parte inferior del tanque:

- Por corte

El corte máximo se encuentra en la base de la pared larga, entonces el ancho  $b$  es perpendicular igual a  $L$ ,  $b = L$ .

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = V_u$$

$$0.75 (0.53 \sqrt{240} * 10 * d * 10) = 116.58$$

$$d = 0.19 \text{ m}$$

- Por momento

$$M_u = 1.2 M = 1.2(11.90) = 14.28 \text{ tm/m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'c b_{Est}}} = \sqrt{\frac{14.28}{0.1448 * 240 * 1} * \frac{1}{10}} = 0.20 \text{ m}$$

Entonces el peralte será el valor máximo calculado por corte y momento:

$$d = 0.20 \text{ m}$$

Y el espesor en la parte superior de la pared del tanque es:

$$t_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var pared}}{2} = 0.24 \text{ m}$$

El espesor calculado es menor que el espesor que asumimos  $t_{calc} = 0.24 \text{ m} < c = 0.60 \text{ m}$ , como vemos el espesor adoptado está sobre dimensionado y podemos ajustarlo al espesor que calculamos.

### 3.2.1.4 Diseño del Acero de Refuerzo de la Tapa y las Paredes del Tanque

Escogemos los momentos máximos tanto positivos y negativos y calculamos el acero de refuerzo con las ecuaciones siguientes:

$$M_u = 1.2 M$$

$$d = h_{tapa o pared} - rec - \frac{\phi_{var}}{2}$$

$$As = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 Mu}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

El acero debe cumplir con el acero máximo y mínimo:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$As_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$As_{min} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

Entonces en la Tabla 38, Tabla 39 y la Tabla 40 escogemos los momentos máximos, el peralte de la sección, calculamos el acero debido al momento, calculamos el acero mínimo y máximo y por ultimo escogemos el acero para el elemento en estudio.

**Tabla 38** Acero de refuerzo en la tapa del tanque.

Acero de refuerzo en la tapa						
Descripción	Mu t m	d m	As <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>esc</sub> cm <sup>2</sup> /m
As <sub>POSL</sub>	0,30	0,22	0,37	6,34	39,48	7,92
As <sub>NEGL</sub>	4,07	0,22	5,15	6,34	39,48	7,92
As <sub>POSB</sub>	1,24	0,22	1,55	6,34	39,48	7,92
As <sub>NEGB</sub>	8,41	0,22	10,96	6,34	39,48	17,81

(Fuente: Elaboración propia)

**Tabla 39** Acero de refuerzo en la pared larga del tanque.

Acero de refuerzo en la pared larga						
Descripción	Mu t m	d m	As <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>esc</sub> cm <sup>2</sup> /m
As <sub>POSL</sub>	2,25	0,27	2,27	7,82	48,66	7,92
As <sub>NEGL</sub>	7,33	0,27	7,56	7,82	48,66	17,81
As <sub>NEGSUP Hw</sub>	8,41	0,27	8,72	7,82	48,66	17,81
As <sub>POSHw</sub>	6,10	0,27	6,26	7,82	48,66	17,81
As <sub>NEGINF Hw</sub>	14,28	0,51	7,55	15,05	93,65	17,81

(Fuente: Elaboración propia)

**Tabla 40** Acero de refuerzo en la pared corta del tanque.

Acero de refuerzo en la pared corta						
Descripción	$\mu$ t m	d m	$As_{cal}$ $cm^2/m$	$As_{min}$ $cm^2/m$	$As_{max}$ $cm^2/m$	$As_{esc}$ $cm^2/m$
$As_{POS B}$	3,21	0,27	3,25	7,82	48,66	7,92
$As_{NEGB}$	7,33	0,27	7,56	7,82	48,66	17,81
$As_{NEG SUP Hw}$	4,07	0,27	4,14	7,82	48,66	7,92
$As_{POS Hw}$	2,89	0,27	2,92	7,82	48,66	7,92
$As_{NEG INF Hw}$	8,44	0,51	4,43	15,05	93,65	17,81

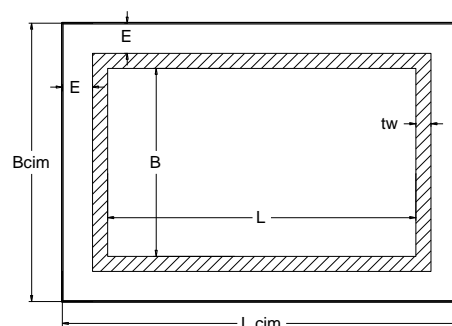
(Fuente: Elaboración propia)

Para concluir con el diseño de las paredes y tapa del tanque, el acero de refuerzo lo colocamos como nos indica la Figura 39 y la Figura 40 para la tapa del tanque; en la Figura 41 y la Figura 42 muestra como colocar el acero de refuerzo en las paredes del tanque.

### 3.2.1.5 Diseño de la Cimentación del Tanque

De acuerdo a la capacidad portante del suelo se escoge si la cimentación es una losa o una losa con pilotes, ya que tenemos una capacidad portante de 15 t/m<sup>2</sup> la cimentación será una losa; pero con fines demostrativos diseñaremos los dos tipos de cimentación.

- **Losa de cimentación**



**Figura 97** Losa de cimentación de un tanque rectangular.  
(Fuente: Elaboración propia)

Recopilamos todos los datos presentados a continuación; algunos datos ya fueron ingresados o fueron calculados en pasos atrás.

- **Información del suelo de cimentación**

La carga admisible del suelo  $q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$

El coeficiente de fricción entre el suelo y la cimentación  $\mu = 0.50$

- **Estabilidad del tanque**

Factor de seguridad al deslizamiento  $FS_{DESL} = 2.5$

Factor de seguridad al volcamiento  $FS_{VOLC} = 2.5$

- **Información de la losa de cimentación**

El ancho del borde perimetral de la cimentación  $E = 0.50$  m

El ancho total de la cimentación  $B_{cim} = B + 2C + E = 7.20$  m

La longitud total de la cimentación  $L_{cim} = L + 2C + E = 12.20$  m

El espesor de la losa de cimentación  $h_{cim} = b = 0.60$  m

- **Información de los materiales**

Resistencia a compresión del hormigón  $f'c = 240$  kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo a la fluencia del acero  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>

Recubrimiento de la losa  $Rec_{var losa} = 7.50$  cm

Diámetro de la varilla de la losa  $\emptyset_{var losa} = 22$  mm

Peso específico del hormigón armado  $\gamma_c = 2.50$  t/m<sup>3</sup>

- **Información del tanque**

Peso total de las paredes del tanque  $W_w = 200.48$  t

Peso total del techo  $W_r = 31.25$  t

Peso de la cimentación  $W_{cim} = 131.76$  t

Peso del líquido almacenado  $W_L = 250.00$  t

Momento en la base de la pared **M1**, calculado en el análisis de las paredes del tanque = 11.90 tm

Momento volcante del tanque **Mv** = 229.59 tm

Momento debido a la presión hidrodinámica en dirección X (momento flexionante en las paredes) **Mbx** = 138.12 tm

Momento debido a la presión hidrodinámica en dirección Y (momento flexionante en las paredes) **Mby** = 152.41 tm



Corte basal en dirección X  $V_x = 52.02 \text{ t}$

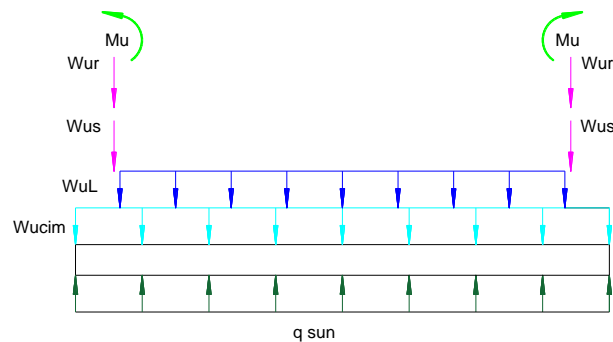
Corte basal en dirección Y  $V_y = 57.28 \text{ t}$

Ancho interno del tanque  $B = 5.00 \text{ m}$

Longitud interna del tanque  $L = 10.00 \text{ m}$

Espesor inferior de las paredes  $C = 0.60 \text{ m}$

Determinamos todas las cargas que se aplican a la cimentación, ver Figura 98.



**Figura 98** Cargas aplicadas a la cimentación.  
(Fuente: Elaboración propia)

Calculamos el área de contacto del líquido almacenando  $A_L$  y el área total de la cimentación  $A_T$  y el peso del tanque

$$A_L = B L = 50.00 \text{ m}^2$$

$$A_T = B_{cim} L_{cim} = 87.84 \text{ m}^2$$

$$W_T = W_L + W_W + W_R + W_C = 613.49 \text{ t}$$

$$I = \frac{1}{12} L_{cim} B_{cim}^3 = 379.47 \text{ m}^4$$

$$C = \frac{B_{cim}}{2} = 3.60 \text{ m}$$

Usamos las siguientes combinaciones de carga:

- 1.40 D: Para las cargas puntuales (paredes del tanque) y cargas distribuidas (peso del líquido y cimentación)
- 1.20 D + 1 E + L + 0,20 S: Para los momentos.

Mayoramos las cargas de servicio y obtenemos la resultante:

$$Wu_w = Fc_{muerta} Ww = 1.4 (200.48) = 280.67 \text{ t}$$

$$Wu_{cim} = Fc_{muerta} W_{cim} = 1.4 (131.76) = 184.46 \text{ t}$$

$$Wu_r = Fc_{muerta} W_r = 1.4 (31.25) = 43.75 \text{ t}$$

$$Wu_L = Fc_{viva} W_L = 1.4 (250.00) = 350.00 \text{ t}$$

$$R = Wu_w + Wu_{cim} + Wu_r + Wu_L = 858.88 \text{ t}$$

$$Mu_1 = Fc_{muerta} M_1 = 1.4 (11.90) = 16.66 \text{ tm}$$

$$Muby = Fc_{sismo} M_{by} = 1.0 (152.41) = 152.41 \text{ tm}$$

$$Mubx = Fc_{sismo} M_{bx} = 1.0 (138.12) = 138.12 \text{ tm}$$

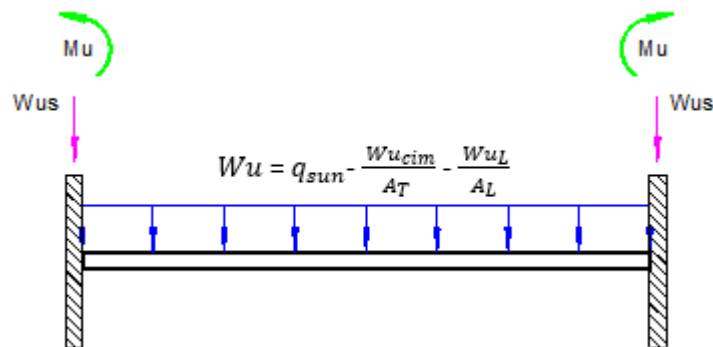
La presión pseudoultima de contacto  $q_{sun}$  es:

$$q_{sun} = \frac{R}{AT} = 9.78 \text{ t/m}^2$$

Por lo tanto la carga total distribuida aplicada a la losa interna  $Wu$ :

$$Wu = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{AT} - \frac{Wu_L}{AL} = 0.68 \text{ t/m}^2$$

A la losa de cimentación la dividimos en dos partes para su análisis, primero analizamos a la losa interna rodeada de las paredes (Figura 99) del tanque por el método de los coeficientes de la ACI y la segunda parte es el borde o talón de la cimentación a la cual la diseñaremos como una viga en voladizo (Figura 100).



**Figura 99** Cargas aplicadas a la losa interna rodeada de las paredes del tanque.  
(Fuente: Elaboración propia)

Calculamos el peso por cada metro que transfiere el techo y las paredes del tanque  $W_{us}$  y el momento aplicado a la cimentación por metro en la dirección longitudinal  $M_{uL}$  y la dirección del ancho del tanque  $M_{uB}$ :

$$W_{us} = \frac{W_{uw} + W_{ur}}{2(L+B+2c)} = 9.32 \text{ t/m}$$

$$M_{uL} = M_{u1} + \frac{M_{by}}{B} = 37.83 \text{ t/m}$$

$$M_{uB} = M_{u1} + \frac{M_{bx}}{L} = 27.98 \text{ t/m}$$

Por último en el análisis aplicamos las ecuaciones siguientes para determinar el cortante y los momentos positivos y negativos:

$$m = B/L = 0.50$$

Los coeficientes  $C_L$  y  $C_B$  los encontramos en el caso 2 coeficientes para losas empotradas en las Tabla 25, Tabla 26 y la Tabla 27.

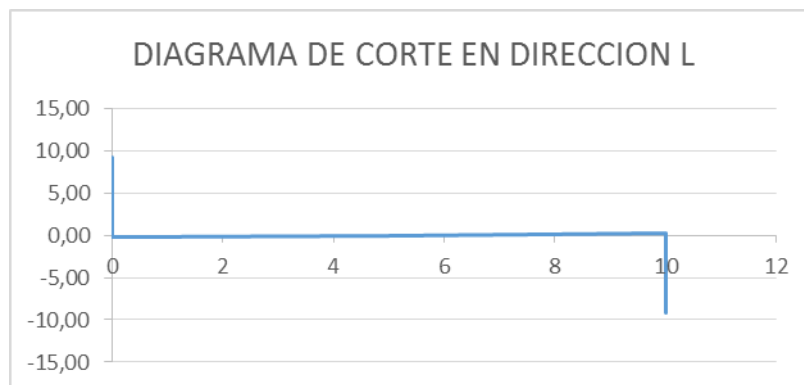
- Dirección paralela a L

$$V_L = C_L W_u L/2 + W_{us} = -(0.06)(0.68) (10/2) + 9.32 = 9.12$$

$$M_{LNEG} = C_{LNEG} W_u L^2 + M_u = -(0.006)(0.68) (10^2) - 37.83 = -37.42 \text{ t}$$

$$M_{LPOS} = C_{LPOS} W_u L^2 + M_u = (0.002)(0.68) (10^2) - 37.83 = -37.97 \text{ t}$$

El diagrama de corte y momento son:





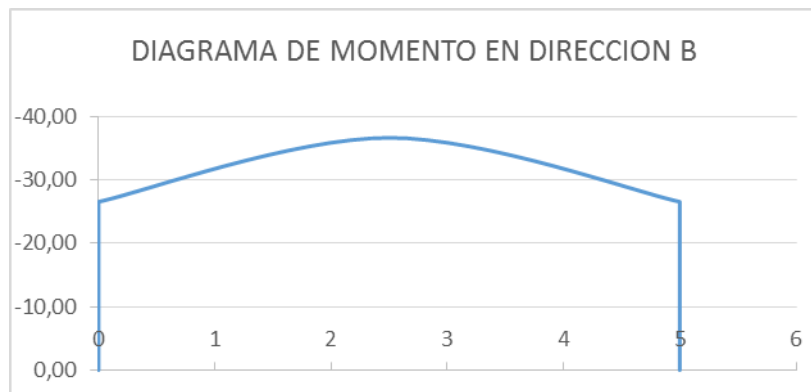
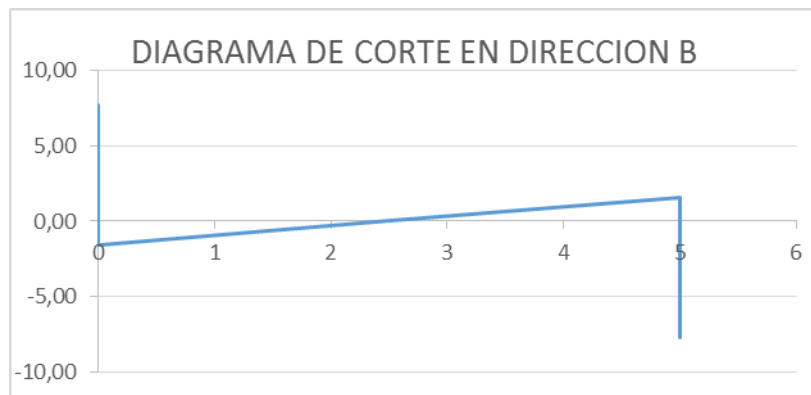
- Dirección paralela a B

$$V_B = C_B W_u B/2 + W_{us} = (0.94)(0.36) \left( \frac{5}{2} \right) + 7.78 = 8.64 \text{ t}$$

$$M_{B \text{ NEG}} = C_{B \text{ NEG}} W_u B^2 + M_u = - (0.086)(0.36) (5^2) - 37.83 = -26.53 \text{ t}$$

$$M_{B \text{ POS}} = C_{B \text{ POS}} W_D B^2 + M_u = (0.037)(0.36) (5^2) - 37.83 = -36.61 \text{ t}$$

El diagrama de corte y momento son:



Como vemos en los diagramas de momento, la cimentación está siendo flejada negativamente, es decir el momento que las paredes se transfieren a la cimentación hace que esta tenga una concavidad negativa.

Con el análisis ya hecho procedemos al diseño del espesor y el acero de refuerzo de la cimentación, el ancho de estudio será un metro; el espesor se lo obtiene por corte y momento:

- Por corte

El corte máximo siempre estará en la dirección corta:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d = V_u$$

$$0.75 (0.53 \sqrt{240} * d * 10) = 9.32$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

- Por momento

$$M_u = 37.97 \text{ tm/m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c b_{Est}}} = \sqrt{\frac{37.97}{0.1448 * 240 * 1} * \frac{1}{10}} = 0.33 \text{ m}$$

Entonces el peralte será el valor máximo calculado por corte y momento:

$$d = 0.33 \text{ m}$$

$$t_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var pared}}{2} = 0.42 \text{ m}$$

Como asumimos un espesor de 0.60 m de cimentación, por lo tanto si resiste los esfuerzos al cortante y a momento; y para calcular el acero de refuerzo usamos las ecuaciones siguientes:

Acero de refuerzo debido a los momentos:

$$d = h_{cim} - rec - \frac{\phi_{var}}{2}$$

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

El acero debe cumplir con el acero máximo y mínimo:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$As_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$As_{min} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

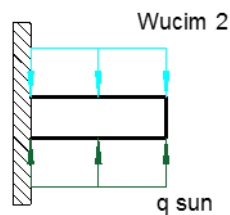
En la Tabla 41 calculamos el acero de refuerzo, y se selecciona el área de acero requerido según los diámetros de varillas del mercado.

**Tabla 41** Acero de refuerzo en la losa interna de la cimentación.

DESCRIPCIÓN	Mu t m	d m	As <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>esc</sub> cm <sup>2</sup> /m
DIRECCION D	36,61	0,51	19,67	15,17	94,38	26,61
DIRECCION L	37,97	0,51	20,44	15,17	94,38	26,61

(Fuente: Elaboración propia)

Diseñamos el talón del tanque:



**Figura 100** Cargas aplicadas en el talón del tanque rectangular.  
(Fuente: Elaboración propia)

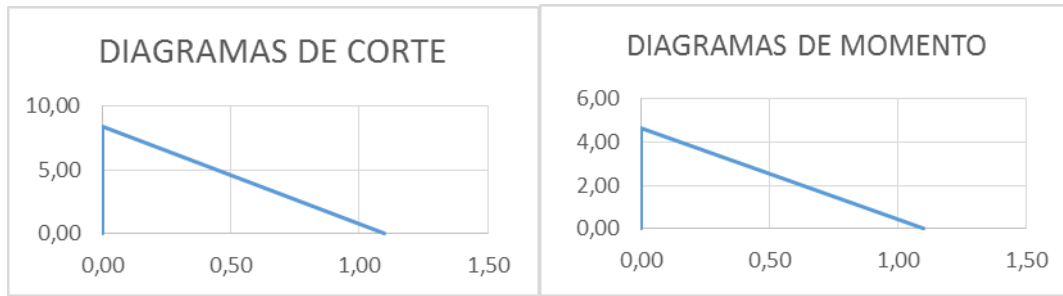
Donde:

$$Wu_{cim 2} = \frac{Wu_{cim}}{A_T} = 2.10 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sun} = 9.78 \text{ t/m}^2$$

$$x = E + c = 1.10 \text{ t/m}^2$$

Por teoría elástica obtenemos el corte y el momento del talón del tanque:



Diseñamos el talón bajo condiciones de corte y momento:

- Por corte

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = V_u$$

$$0.75 (0.53 \sqrt{240} * d * 10) = 8.45 \text{ t}$$

$$d = 0.14 \text{ m}$$

- Por momento

$$M_u = 4.65 \text{ tm/m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'c b_{Est}}} = \sqrt{\frac{37.97}{0.1448 * 240 * 1} * \frac{1}{10}} = 0.12 \text{ m}$$

Entonces el peralte será el valor máximo calculado por corte y momento:

$$d = 0.14 \text{ m}$$

$$t_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var} pared}{2} = 0.22 \text{ m}$$

Como asumimos un espesor de 0.60 m de la cimentación, por lo tanto resiste los esfuerzos al cortante y a momento. Para calcular el acero de refuerzo usamos las ecuaciones siguientes:

Acero de refuerzo debido a los momentos:

$$d = h_{cim} - rec - \frac{\phi_{var}}{2}$$

$$A_s = 0.85 \frac{f'c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'c}} \right]$$

El acero debe cumplir con el acero máximo y mínimo:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$A_{smin} = \frac{0.8 \sqrt{f'c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

**Tabla 42** Acero de refuerzo en el talón de la cimentación.

Mu t m	d m	$A_{s_{cal}}$ $cm^2/m$	$A_{s_{min}}$ $cm^2/m$	$A_{s_{max}}$ $cm^2/m$	$A_{s_{esc}}$ $cm^2/m$
4,65	0,51	2,41	19,67	94,38	26,61

(Fuente: Elaboración propia)

En la Tabla 42 calculamos el acero de refuerzo, y se selecciona el área de acero requerido según los diámetros de varillas del mercado.

- **Losa de cimentación con pilotes**

Calcularemos solamente la carga de diseño que el pilote debe resistir y el diámetro de los pilotes. Debido a que es complejo la programación de una hoja automatizada en Excel para el diseño de una losa de cimentación, ya que el comportamiento de la losa variara del número de pilotes colocados y la forma de distribuirlos.

Reunimos toda la siguiente información:

- **Información del pilote**

Resistencia a compresión del hormigón  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Diámetro del pilote  $D_{pil} = 0.50 \text{ m}$

Recubrimiento de la tapa  $Rec_{var \text{ pilote}} = 7.50 \text{ cm}$

Diámetro de la varilla de la tapa  $\emptyset_{var \text{ pilote}} = 22 \text{ mm}$

Número de pilotes # **de pilotes** = 12

- **Dimensiones de la cimentación**

Ancho de la losa de cimentación  $B_{cim} = 7.20 \text{ m}$

Largo de la losa de cimentación  $L_{cim} = 12.20 \text{ m}$

Espesor de la losa  $h_{cim} = 0.60 \text{ m}$



Peso específico del hormigón armado  $\gamma_c = 2.50 \text{ t/m}^3$

○ **Información del tanque**

Peso total de las paredes del tanque **Ww** = 200.48 t

Peso total del techo **Wr** = 31.25 t

Peso de la cimentación **Wcim** = 131.76 t

Peso del líquido almacenado **WL** = 250.00 t

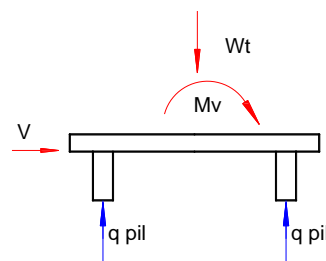
Momento volcante del tanque **Mv** = 229.59 tm

Corte basal máximo **Vy** = 57.28 t

Calculamos la fuerza debido al momento volcante  $F_{Mv}$  con la ecuación siguiente:

$$F_{Mv} = \frac{Mv}{B_{cim} - D_{pil}} = 34.27 \text{ t}$$

Obtenemos la carga del pilote por estática, aplicamos sumatoria de fuerzas verticales y la dividimos para el número de pilotes, Figura 101, y nos queda la ecuación siguiente:



**Figura 101** Fuerzas aplicadas a la losa cimentación con pilotes.  
(Fuente: Elaboración propia)

$$W_T = W_L + W_W + W_R + W_C = 613.49 \text{ t}$$

$$q_{pil} = \frac{Wt + F_{Mv}}{\# pil} = 53.98 \text{ t}$$

Y por último hallamos el diámetro de los pilotes con el corte basal, es decir la sumatoria de diámetro de todos los pilotes deben resistir el cortante basal.

$$\phi Vn \geq V$$

$$V = 57.28 \text{ t}$$

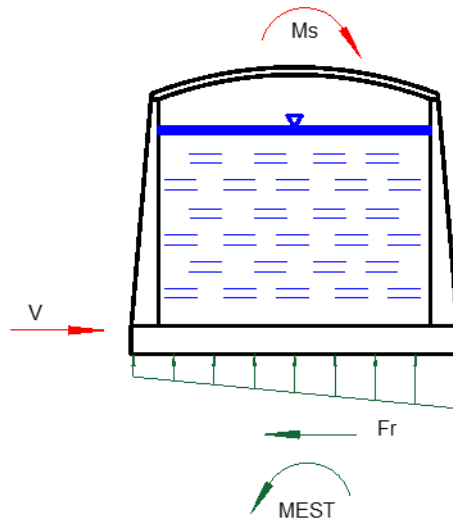
$$\phi V_n = \phi 0.53 \frac{\sqrt{f' c} \pi d^2}{\# pil}$$

$$d = 0.31 \text{ m}$$

$$D_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2} = 0.40 \text{ m}$$

Como adoptamos un diámetro de pilote de 0.50 m y el que se necesita es de 0.40 m, por lo tanto se usará 12 pilotes con un diámetro de 50 cm y estarán sometidos a una carga de 53.53 t.

### 3.2.1.6 Estabilidad del Tanque Rectangular



**Figura 102** Estabilidad de un tanque rectangular.  
(Fuente: Elaboración propia)

Comprobamos la estabilidad del tanque rectangular con losa de cimentación:

$$W_T = W_L + W_W + W_R + W_C = 613.49 \text{ t}$$

- Por deslizamiento

$$Fr = \mu W_T = 306.74 \text{ t}$$

Sismo en dirección X:

$$V_X = 52.02 \text{ t}$$

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V} = 5.90$$

Sismo en dirección Y:

$$V_x = 57.28 \text{ t}$$

$$FS_{DES L} = \frac{Fr}{V} = 5.35$$

El factor de seguridad adoptado es de 2.50 por lo tanto no tiene problemas por deslizamiento.

- Por volcamiento

$$M_v = 229.59 \text{ tm}$$

$$M_{EST} = W_T \frac{B}{2} = 2208.55 \text{ tm}$$

$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_s} = 9.31$$

El factor de seguridad adoptado es de 2.50 por lo tanto no tiene problemas por volcamiento.

- Esfuerzos en el suelo

$$I = \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D_{cim}}{2} \right)^4 = 379.47 \text{ m}^4$$

$$C = \frac{D_{cim}}{2} = 3.60 \text{ m}$$

$$\sigma_{S1} = \frac{W_T}{A_T} + \frac{M_S C}{I} = 9.16 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{S2} = \frac{W_T}{A_T} - \frac{M_S C}{I} = 2.18 \text{ t/m}^2$$

Las presiones no superan el  $q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$  y tampoco generan esfuerzos de tracción es decir  $\sigma_{S1} > 0$ ; por lo tanto el tanque es estable.

### 3.2.2 Tanques Circulares de Hormigón

De la misma manera que los tanques rectangulares, se aconseja que la relación **D/H<sub>L</sub>** sea mayor o igual a 1.5, para disminuir los brazos de palanca de las masas impulsivas y convectivas y reducir los esfuerzos por el sismo, ver Figura 25.

Las dimensiones del tanque las determino de la siguiente manera:

$$Vol = \frac{\pi}{4} D^2 H_L$$

$$D = 7.98 \text{ m}$$

$$\frac{D}{H_L} = 1.60 > 1.50$$

Donde:

**Vol** = Volumen del líquido es 250 m<sup>3</sup>.

**HL** = Altura de diseño del líquido es 5 m.

Asumo las dimensiones **D** = 8.00 m y **HL** = 5.00 m

Recopilamos toda la siguiente información:

- **Información del líquido almacenado**

Peso específico  $\gamma_L = 1.00 \text{ t/m}^3$

Altura de diseño del líquido almacenado **HL** = 5.00 m

- **Información sísmica del suelo**

Tipo de suelo = **C**

Aceleración máxima del suelo **Z** = 0.40 (Para Quito de acuerdo a la Figura 27)

- **Información del tanque**

Diámetro interno del tanque **D** = 8.00 m

Altura de la pared **Hw** = 5.50 m

Espesor de la cubierta **h<sub>tapa</sub>** = 0.25

Volumen del líquido almacenado **Vol** =  $\frac{\pi D^2}{4} = 251.33 \text{ m}^3$

Carga viva de la tapa **W<sub>viva</sub>** = 100 kg/m<sup>2</sup>

Carga por granizo de la tapa **W<sub>granizo</sub>** = 100 kg/m<sup>2</sup>

Importancia del tanque **I** = 1.25 (II Tanques que deben ser funcionales después de un terremoto o son parte de líneas de vida, Tabla 6)

Factor de respuesta convectivo **Rc** = 1.00 (Tanques anclados, flexibles en la base, Tabla 7)

Factor de respuesta impulsivo **Ri** = 3.25 (Tanques anclados, flexibles en la base, Tabla 7)

- **Información de los materiales**

Resistencia a compresión del hormigón **f'c** = 240 kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo a la fluencia del acero **fy** = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

Recubrimiento de las paredes **Rec<sub>var pantalla</sub>** = 2.50 cm

Diámetro de la varilla de las paredes  $\emptyset_{var pantalla}$  = 20 mm

Recubrimiento de la tapa **Rec<sub>var tapa</sub>** = 2.50 cm

Diámetro de la varilla de la tapa  $\emptyset_{var\ tapa} = 20\text{ mm}$

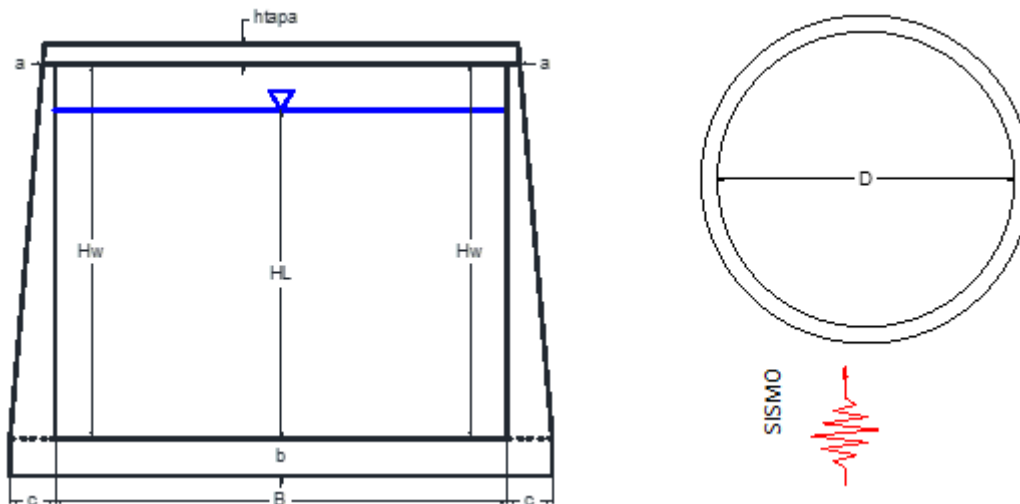
Peso específico del hormigón armado  $\gamma_c = 2.50\text{ t/m}^3$

Factor de carga viva  $FC_{viva} = 1.6$

Factor de carga muerta  $FC_{muerta} = 1.2$

Factor por sismo  $FC_{sismo} = 1.0$

### 3.2.2.1 Pre Dimensionamiento



**Figura 103** Dimensiones del tanque circular.  
(Fuente: Elaboración propia)

Colocaremos las mismas dimensiones que en el tanque rectangular, las cuales se basan en el capítulo 13,9 del libro “Diseño de concreto reforzado” de Jack C. McCormac octava edición, donde recomienda que se adopten las dimensiones siguientes:

$$a \geq 0.30\text{ m}$$

$$b_{\min} \geq 0.016 L \geq 0.30\text{ m}$$

$$b = 0.07h - 0.10h$$

$$c = 0.05h - 0.12h$$

Con estas recomendaciones adopto los siguientes valores:

Ancho de la pared en la parte superior del tanque  $a = 0.30\text{ m}$

Ancho de la pared en la base del tanque  $c = 0.60\text{ m}$

Espesor de la cimentación  $b = 0.60\text{ m}$

Obtengo la pendiente **m** de los espesores del tanque, para poder obtener los espesores a cualquier altura de la pared.

$$m = \frac{c-a}{Hw} = 0.05$$

$$b_{Est} = 1.00 \text{ m}$$

Espesor promedio de la pared del tanque **tw**:

$$tw = \frac{c+a}{2} = 0.45 \text{ m}$$

### 3.2.2.2 Análisis Sísmico

Calculamos las presiones hidrodinámicas debido al sismo, aplicando los pasos siguientes:

1. Cálculo de los pesos actuantes

Obtenemos el peso del líquido almacenado  $W_L$ , el peso de una pared del tanque tanto en el sentido x  $W'_{wx}$  y en el sentido y  $W'_{wy}$ , el peso total de las paredes del tanque  $W_W$  y el peso del techo del tanque  $W_r$ .

$$W_L = \gamma_L Vol = 251.33 \text{ t}$$

$$W_W = \pi D tw Hw \gamma_c = 155.51 \text{ t}$$

$$W_r = \frac{\pi D^2}{4} (W_{viva} + \gamma_c h_{tapa}) = 31.42 \text{ t}$$

- Cálculo de la masa impulsiva  $W_i$  y convectiva  $W_c$  del líquido.

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)} = 0.64$$

$$W_i = 160.02 \text{ t}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \frac{D}{H_L} \tanh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right] = 0.35$$

$$W_c = 88.99 \text{ t}$$

- Centros de gravedad de la masa impulsiva y convectiva.
  - Centros de gravedad de la masa impulsiva  $h_i$  y convectiva  $h_c$  excluyendo la presión del suelo.

$$\frac{D}{H_L} = 2 > 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

$$h_i = 1.88 \text{ m}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right] - 1}{3.68 \frac{H_L}{D} \sinh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right]} = 0.644$$

$$h_c = 3.22 \text{ m}$$

- Centros de gravedad de la masa impulsiva  $h_i$  y convectiva  $h_c$  incluyendo la presión del suelo.

$$\frac{D}{H_L} = 2 > 0.75$$

$$\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866 \frac{D}{H_L}}{2 \tanh\left[0.866 \frac{D}{H_L}\right]} - \frac{1}{8} = 0.660$$

$$h'_i = 3.30 \text{ m}$$

$$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right] - 2.01}{3.68 \frac{H_L}{D} \sinh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right]} = 0.733$$

$$h'_c = 3.67 \text{ m}$$

A diferencia del tanque rectangular, hay que determinar un coeficiente para poder calcular el período fundamental tanque-liquido  $C_W$ .

$$C_W = 9,375 \times 10^{-2} + 0,2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0,1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0,1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0,1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3,186 \times 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^5 = 0.17$$

- Propiedades dinámicas del tanque.

Las propiedades dinámicas se basan al modelo de Housner, ver Figura 87.

- Período impulsivo  $T_i$  y convectivo  $T_c$  del tanque

El módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$  es:

$$E_c = 14100 \sqrt{f'c} = 218436.61 \text{ t/m}^2$$

Coeficiente  $C_i$  para obtener la frecuencia impulsiva:

$$C_i = C_W \sqrt{\frac{t_w}{10r}} = 0.06$$

Frecuencia de vibración impulsiva del tanque  $\omega_i$ :

$$\omega_i = C_i \frac{1}{H_L} \sqrt{\frac{10^3 E_c g}{\gamma_c}} = 32.70 \text{ rad/s}$$

Periodo impulsivo  $T_i$ :

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 0.19 \text{ s}$$

Coeficiente para obtener el periodo convectivo  $\lambda$ :

$$\lambda = \sqrt{3.68 g \tanh\left(3.68 \frac{H_L}{D}\right)} = 5.95$$

Frecuencia de vibración convectiva del tanque  $\omega_c$ :

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} = 2.10 \text{ rad/s}$$

Periodo convectivo  $T_c$ :

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = 2.99 \text{ s}$$

○ Coeficientes sísmicos de respuesta

Obtenemos el espectro de respuesta:

La aceleración máxima del suelo **Z** la obtenemos de la Figura 27.

$$S_P = Z = 0.40$$

$$S_S = 2.5 S_P = 1.00$$

$$S_1 = 1.25 S_P = 0.50$$

Los coeficientes de sitio **Fa** y **Fv** los obtenemos de la Tabla 4 y la Tabla 5 respectivamente.

$$F_a = 1.00$$

$$F_v = 1.00$$

$$S_{MS} = F_a S_S = 1.00$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 1.30$$

Obtenemos las aceleraciones espectrales en periodos cortos  $S_{DS}$  y en un segundo  $S_{D1}$ :



$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 0.67$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0.43$$

Obtenemos los periodos:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.10 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.50 \text{ s}$$

$$T_L = 4.00 \text{ s}$$

Para armar el espectro de respuesta elástico (**Figura 104**) usamos las siguientes formulas:

$$\text{Si } T < T_0$$

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

$$\text{Si } T_0 \leq T \leq T_s$$

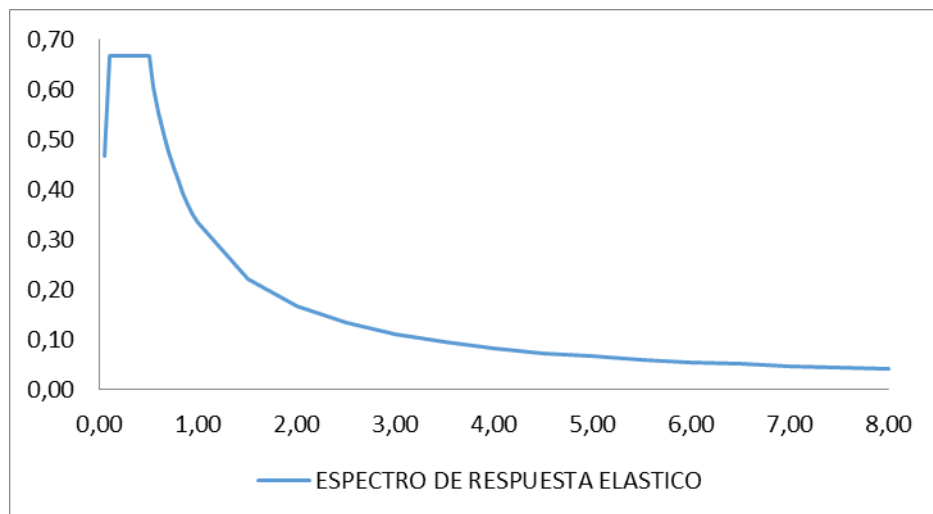
$$S_a = S_{DS}$$

$$\text{Si } T_s < T \leq T_L$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$\text{Si } T > T_L$$

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$



**Figura 104** Espectro de respuesta elástico.  
(Fuente: Elaboración propia)

Los coeficientes impulsivos  $C_i$  y convectivos  $C_c$  los calculamos así:

$$T_i = 0.20 < T_s = 0.50 \text{ s}$$

$$C_i = S_{DS} = 0.67$$

$$T_c = 3.72 > 1.6/T_s = 3.2$$

$$C_c = 6 \frac{0.4 S_{DS}}{T_c^2} = 0.18$$

$$C_c \leq 1.5 S_{D1} = 0.495 \text{ ok}$$

Por ultimo calculamos los coeficientes de masa efectiva  $\varepsilon$  y el coeficiente hidrodinámico  $C_t$ :

$$\varepsilon = \left[ 0.0151 \left( \frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left( \frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] = 0.75$$

$$\varepsilon \leq 1.00 \text{ ok}$$

$$C_t = 0.4 S_{DS} = 0.27$$

## 2. Cargas sísmicas de diseño

El tanque circular es simétrico tanto en la dirección X e Y, gracias a su simetría se diseña solo en una dirección.

Calculamos la inercia lateral total del techo  $P_r$ , Fuerza impulsiva total  $P_i$ , la fuerza convectiva total  $P_c$  y la presión del suelo  $P_{eg}$  que en este estudio es igual a 0 debido a que el tanque está por encima del nivel del suelo.

$$P_W = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W_W}{R_i} \right] = 30.08 \text{ t}$$

$$P_r = C_i I \left[ \frac{W_r}{R_i} \right] = 8.06 \text{ t}$$

$$P_i = C_i I \left[ \frac{W_i}{R_i} \right] = 41.03 \text{ t}$$

$$P_c = C_c I \left[ \frac{W_c}{R_c} \right] = 19.94 \text{ t}$$

$$P_{eg} = 0 \text{ t}$$

El corte basal es:

$$V = \sqrt{(P_i + P'_W + P_r)^2 + P_c^2 + P_{eg}^2} = 81.64 \text{ t}$$

### 3. Momento flexionante en la base

Calculamos el momento debido a la inercia de las paredes en toda la sección  $M_w$ , el momento debido al techo  $M_r$ , el momento impulsivo  $M_i$  y el momento convectivo  $M_c$ :

$$M_w = P_w h_w = 82.72 \text{ tm}$$

$$M_r = P_r h_r = 45.31 \text{ tm}$$

$$M_i = P_i h_i = 76.93 \text{ tm}$$

$$M_c = P_c h_c = 64.25 \text{ tm}$$

Momento total flexionante en la base de toda la sección de la pared:

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2} = 214.80 \text{ tm}$$

### 4. Momento volcante

Calculamos los momentos volcantes impulsivo  $M'_i$  y convectivo  $M'_c$  con los brazos de palanca incluyendo la presión del suelo:

$$M'_i = P_i h'_i = 135.46 \text{ tm}$$

$$M'_c = P_c h'_c = 73.12 \text{ tm}$$

Entonces el momento volcante total  $M_o$  es:

$$M_o = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M'^2_c} = 273.45 \text{ tm}$$

### 5. Distribución de fuerzas dinámicas

Por último la ACI nos indica cómo distribuir las fuerzas hidrodinámicas usando las ecuaciones siguientes:

Presión de contacto debido a la inercia de la pared a una altura y  $p_{wy}$ :

$$p_{wy} = \frac{P_w}{2 H_w \pi r}$$

Presión de contacto debido a la masa impulsiva a una altura y  $p_{iy}$ :

$$p_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[ 4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \frac{1}{\pi r}$$

Presión de contacto debido a la masa convectiva a una altura y  $p_{cy}$ :

$$p_{cy} = \frac{\frac{p_c}{2} \left[ 4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \frac{1}{\pi r}$$

Presión de contacto debido a aceleración vertical a una altura  $y$  y  $p_{vy}$ :

$$b = 2/3$$

$$\ddot{u}_V = C_t I \left( \frac{b}{R_i} \right) \geq 0.2 S_{DS} = 0.13$$

$$p_{vy} = \ddot{u}_v \gamma_L B \left( \frac{1}{B} \right)$$

Hallamos la presión de contacto total a una altura “ $y$ ”  $p_y$  medida desde la base del tanque, ver Tabla 43.

$$p_y = \sqrt{(p_{iy} + p_{wy})^2 + p_{cy}^2 + p_{vy}^2}$$

**Tabla 43** Presiones sísmicas en las paredes del tanque circular.

$y$ m	$p_w$ t/m2	$p_i$ t/m2	$p_c$ t/m2	$p_v$ t/m2	$p$ t/m2
0,00	0,22	0,57	0,02	0,67	1,033
1,00	0,22	0,47	0,08	0,53	0,876
2,00	0,22	0,38	0,13	0,40	0,727
3,00	0,22	0,28	0,19	0,27	0,592
4,00	0,22	0,18	0,24	0,13	0,483
5,00	0,22	0,08	0,30	0,00	0,421
5,50	0,22	-	-	-	0,218

(Fuente: Elaboración propia)

Por último calculamos la altura de chapoteo:

$$d_{max} = \left( \frac{L}{2} \right) C_C I \geq 0.2 S_{DS} = 0.90 \text{ m}$$

La altura de chapoteo que adoptamos 0.50 m es menor al necesario 0.90 m, pero con fines didácticos no modificaremos la altura de la pared.

### 3.2.2.3 Análisis y Diseño de las Paredes a Tracción

Calculamos las cargas factoradas de diseño, con las siguientes combinaciones de carga:

Obtenemos la presión hidrostática:

Presión hidrostática:  $Ph_{base} = \gamma_L H_L = 5.00 \text{ t/m}^2$

Presión hidrodinámica:  $Ps_{base} = 1.03 \text{ t/m}^2$

- Combinación de carga para la tapa del tanque

$$1.20 D + 1.60 L + 0.50 S = 1.20 (2.50) (0.25) + 1.60 (0.10) + 0.50 (0.10) = 0.96 \text{ t/m}^2$$

$$1.20 D + 1.60 S + 1.00 L = 1.20 (2.50) (0.25) + 1.60 (0.10) + 1.00 (0.10) = 1.01 \text{ t/m}^2$$

La combinación máxima es  $1.20 D + 1.60 S + 1.00 L$ .

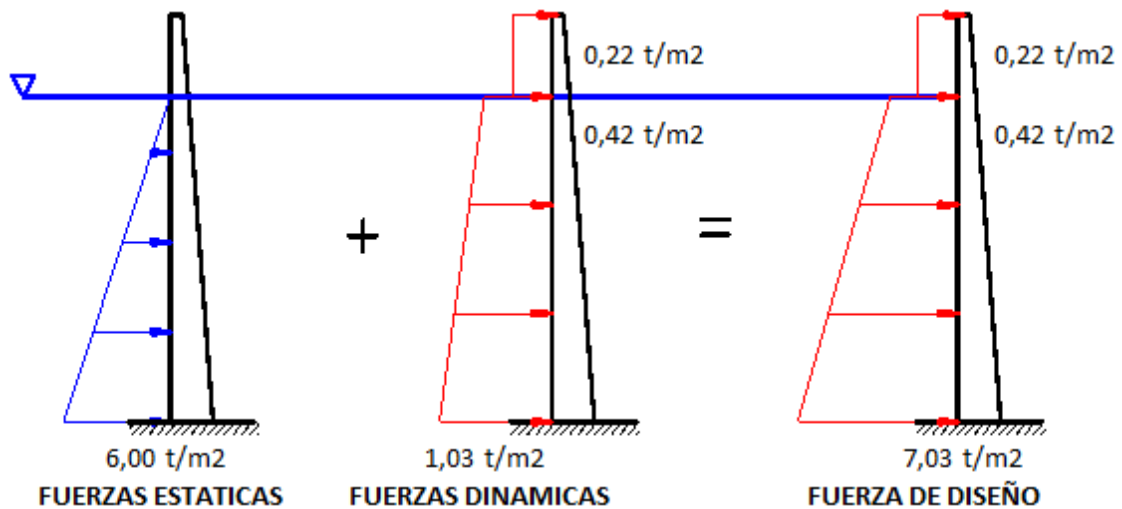
- Combinación de carga para las paredes del tanque

$$1.40 D = 1.40 (5.00) = 7.00 \text{ t/m}^2$$

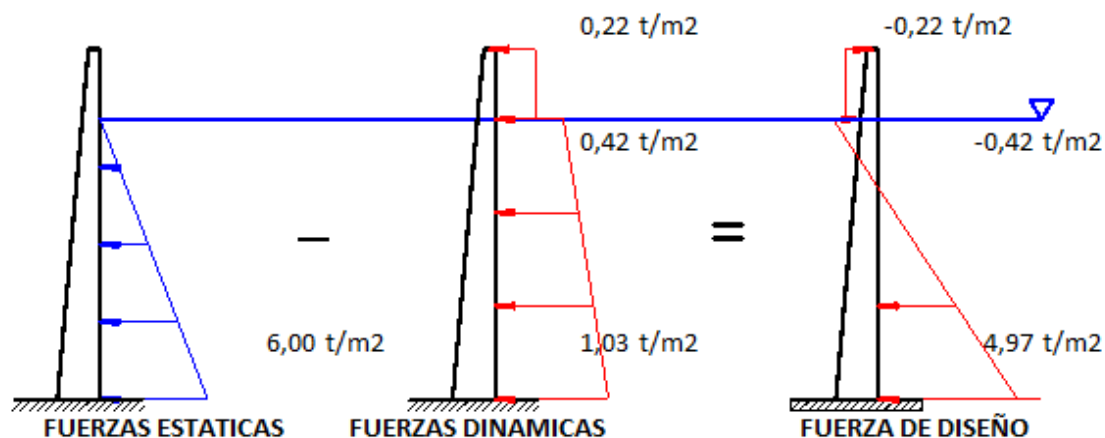
$$1.20 D + 1 E + L + 0,20 S = 1.20 (5.00) + 1 (1.03) + 1(0.00) + 0.20 (0.00) = 7.03 \text{ t/m}^2$$

La combinación máxima es  $1.20 D + 1.00 E + L + 0,20 S$ .

Aplicamos las fuerzas hidrodinámicas como nos indica la Figura 105 de acuerdo a la norma ACI 350:

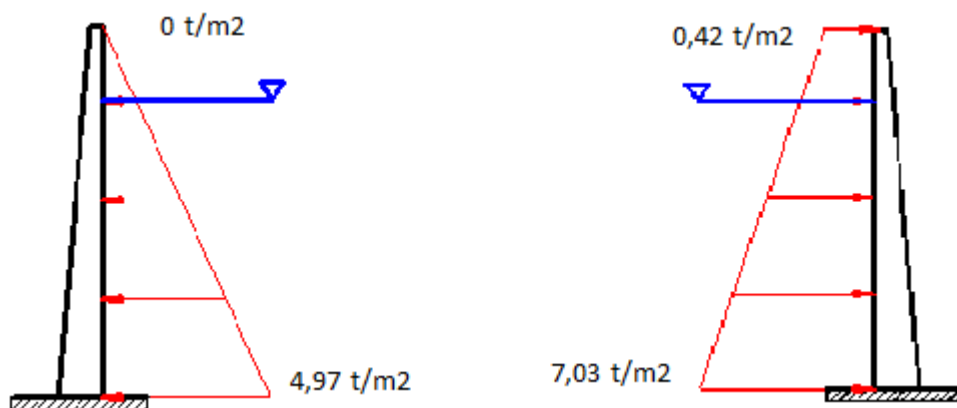


**Figura 105** Cargas combinadas y mayoradas aplicadas en la pared en la mitad importante del tanque circular.  
(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 106** Cargas combinadas y mayoradas aplicadas en la pared en la mitad de arrastre del tanque circular.  
(Fuente: Elaboración propia)

La pared más cargada es la que se encuentra en la mitad de arrastre; por facilidad de cálculo a las cargas de las paredes las transformamos en cargas trapezoidales; escogiendo la carga en el espejo de agua y aplicándola en la parte superior de la pared, ver Figura 107. Y a las cargas en la pared en la mitad de arrastre las transformamos en una carga triangular, como la carga a la altura del espejo de agua es menor que 0, aplicamos una carga de 0 t/m<sup>2</sup> en la parte superior de la pared del tanque, ver Figura 107. Al transformar las cargas estamos siendo conservadores.



**Figura 107** Cargas adoptadas para el análisis de las paredes del tanque (A la derecha las cargas en la mitad de arrastre, en la izquierda las cargas en la mitad importante).  
(Fuente: Elaboración propia).

Entonces las fuerzas que se aplican en la pared y la tapa del tanque circular son:

$$W_{tapa} = 1.01 \text{ t/m}^2$$

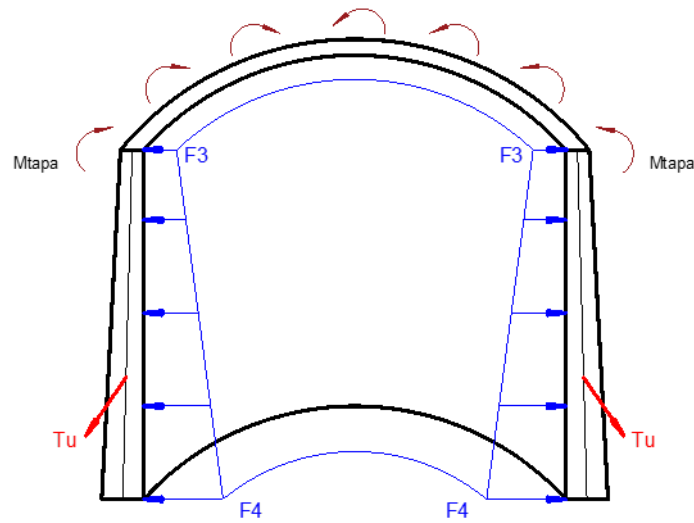
$$F_1 = 0.00 \text{ t/m}^2$$

$$F_2 = 4.97 \text{ t/m}^2$$

$$F_3 = 0.42 \text{ t/m}^2$$

$$F_4 = 7.03 \text{ t/m}^2$$

Para el diseño de la pared calculamos la tracción debido al momento que la tapa genera y las presiones en la pared del tanque circular, ver Figura 108.



**Figura 108** Tracción en las paredes del tanque, debido al momento por la tapa y a las presiones en las paredes.  
(Fuente: Elaboración propia)

El momento debido a la tapa en la pared  $M_{pared}$  ver Figura 108, se lo obtiene al multiplicar el momento de la tapa actuante  $M_{tapa act}$  por un coeficiente de distribución de momento de la pared  $C_w$  y de la tapa  $C_{ta}$ . Los  $Coef_1$  y  $Coef_2$  los obtenemos de la Tabla 10 y la Tabla 11 respectivamente.

$$M_{tapa act} = Coef_1 W_{tapa} \left(\frac{D}{2}\right)^2 = 0.125 W_{tapa} \left(\frac{D}{2}\right)^2 = 1.84 \text{ tm/m}$$

$$t_{w rel} = Coef_2 t_w^3 / H = 1.06 t_w^3 / H = 320.12$$

$$t_{ta rel} = 0,104 t_w^3 / H = 32.05$$

$$C_w = \frac{t_{w rel}}{t_{w rel} + t_{ta rel}} = 0.91$$

$$C_{ta} = \frac{t_{ta rel}}{t_{w rel} + t_{ta rel}} = 0.09$$

**Tabla 44** Momento en la parte superior de la pared.

MOMENTO ACTUANTE DEBIDO A LA TAPA			
DESCRIPCION	PARED	TAPA	
COEFICIENTE DE DISTRIBUCION	0,91	0,09	
MOMENTO ACTUANTE	0,00	2,02	t m / m
DISTRIBUCION DEL MOMENTO	<b>1,84</b>	<b>0,18</b>	t m / m
MOMENTO FINAL	1,84	1,84	t m / m

(Fuente: Elaboración propia)

La condición más crítica es la pared es en la mitad importante del tanque, por lo tanto la pared resistirá una carga trapezoidal (**F3 - F4**), ver Figura 108; y a la cual descompondremos en una carga triangular **Wu<sub>1</sub>** y una carga rectangular para su análisis **Wu<sub>2</sub>**.

$$Wu_1 = (F4-F3)/H_L = 1.32 \text{ t/m}$$

$$Wu_2 = F3 = 0.42 \text{ t/m}$$

Para obtener la tensión en las paredes del tanque ver Tabla 45, aplicamos la ecuación siguiente:

$$Tu = (Wu_1 H \frac{D}{2} Coef_1 + Wu_2 \frac{D}{2} Coef_2) + Coef_3 M_{tapa} R / H^2$$

$$\frac{H^2}{D tw} = 8.40$$

**Tabla 45** Tracción en las paredes del tanque circular.

TRACCION EN LAS PAREDES				
H (m)	Coef 1	Coef 2	Coef 3	Tu (t/m)
TAPA	-0,01501	0,98900	18,99	4,68
0,55	0,10104	1,00263	18,53	7,95
1,10	0,21911	1,02095	11,39	9,66
1,65	0,32122	1,05294	5,69	11,26
2,20	0,44548	1,01280	1,80	13,91
2,75	0,53598	1,02696	-0,20	16,07
3,30	0,56692	0,96702	-0,17	16,94
3,85	0,59514	0,82414	-0,75	17,55
4,40	0,60090	0,55951	-0,48	17,65
4,95	0,15632	0,19789	-0,14	4,61
FONDO	0,00000	0,00000	0,00	0,00

(Fuente: Elaboración propia)



Donde los  $Coef_1$ ,  $Coef_2$  y  $Coef_3$  los encontramos en las Tabla 12, Tabla 13 y Tabla 14 respectivamente. Para obtener el acero de refuerzo debido a la tracción ver Tabla 46, usamos la siguiente ecuación:

$$As = \frac{T u}{0,9 f_y} > \rho_{temp} = 0.0018$$

**Tabla 46** Acero de refuerzo debido a la tracción en las paredes del tanque.

ACERO DE REFUERZO					
H (m)	#	Ø mm	Scal m	As Calc (cm <sup>2</sup> / m)	As Min (cm <sup>2</sup> / m)
TAPA	7	10	0,14	1,24	0,05
0,55	7	10	0,14	2,10	0,05
1,10	7	10	0,14	2,56	0,06
1,65	7	10	0,14	2,98	0,06
2,20	7	10	0,14	3,68	0,07
2,75	9	10	0,11	4,25	0,07
3,30	9	10	0,11	4,48	0,08
3,85	9	10	0,11	4,64	0,09
4,40	9	10	0,11	4,67	0,09
4,95	9	10	0,11	1,22	0,10
FONDO	9	10	0,11	0,00	0,10

(Fuente: Elaboración propia)

Diseñamos el espesor de la pared por corte y por tracción:

$$Ec = 14100 \sqrt{f'c} = 218436.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = 9.61$$

$$C = 0.0003$$

$$fc = 0,1 f'c = 24.00 \text{ kg/cm}^2$$

- Espesor superior de la pared

Calculamos el espesor de la pared debido a la tracción presente en la parte de superior.

$$d_{SUP} = \frac{C Es + fs - n fc}{100 fc fy} Tsup = 0.04 \text{ m}$$

$$t_{sup} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2} 0.08 \text{ m}$$

- Espesor inferior de la pared

Obtenemos el espesor debido a la tracción máxima presente en la pared que es de 23.42 t:

$$d_{Tmax} = \frac{C Es + fs - n fc}{100 fc fy} T_{max} = 0.08 \text{ m}$$

Tenemos un  $d_{Tmax} = 0.08 \text{ m}$  a una altura  $y = 0.8 Hw = 4.95 \text{ m}$ ; para obtener el espesor en la base ( $y = 1.00 Hw = 5.50 \text{ m}$ ) aplicamos la ecuación de la recta, conociendo un punto (0.08; 4.95) y la pendiente ( $m = 0.05$ ), entonces:

$$d_{BASE} = 0.08 \text{ m}$$

Ahora calculamos el espesor en la base debido al corte:

$$Vu = Coef_1 Wu_1 Hw^2 + Coef_2 Wu_1 Hw = 0.89 \text{ t/m}$$

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$\phi Vn = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = 34.79 \text{ d}$$

$$d_{BASE} = 0.03 \text{ m}$$

Donde los  $Coef_1$  y  $Coef_2$  los hallamos en la Tabla 18. El peralte de la base será el mayor valor calculado, en este caso  $d_{BASE} = 0.08 \text{ m}$  y el espesor de la pared en la base será  $t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2} = 0.12 \text{ m}$  y es menor al espesor que adoptamos, por lo tanto está bien los espesores adoptados de las paredes del tanque.

#### 3.2.2.4 Análisis y Diseño de las Paredes a Flexión

Se calcula la flexión de las paredes de la misma manera que calculamos la tracción; es decir a la carga trapezoidal, la analizamos como dos cargas, una carga triangular y una rectangular, además le añadimos los efectos del momento debido a la tapa; entonces la flexión la calculamos en la Tabla 47.

$$Mu = (Wu_1 H^3 Coef_1 + Wu_2 H^2 Coef_2) + Coef_3 M_{tapa}$$

**Tabla 47** Momento flectante en la pared de un tanque circular.

MOMENTO FLECTANTE EN LAS PAREDES Y ACERO MINIMO						
H (m)	Coef 1	Coef 2	Coef 3	Mu (t m / m)	d (m)	As min (cm2 / m)
TAPA	0,000000	0,000000	1,000000	1,84	0,27	7,82
0,55	0,000000	0,000000	0,504936	0,93	0,30	8,70
1,10	0,000080	0,000060	0,167581	0,33	0,33	9,59
1,65	0,000100	0,000100	-0,004823	0,01	0,36	10,48
2,20	0,000630	0,000630	-0,063007	0,03	0,39	11,36
2,75	0,002688	0,002688	-0,068285	0,50	0,42	12,25
3,30	0,002619	0,002619	-0,040456	0,53	0,45	13,13
3,85	0,004039	0,004039	-0,019382	0,90	0,48	14,02
4,40	0,003274	0,003274	-0,007590	0,75	0,51	14,90
4,95	-0,001941	-0,001941	-0,001902	-0,46	0,54	15,79
FONDO	-0,014001	-0,014001	0,000000	-3,26	0,57	16,67

(Fuente: Elaboración Propia)

Donde  $Coef_1$ ,  $Coef_2$  y  $Coef_3$  los encontramos en las Tabla 15, Tabla 16 y Tabla 17 respectivamente. El acero de refuerzo debido a la flexión ver Tabla 48 debe cumplir con el acero mínimo y máximo usando las ecuaciones siguientes:

$$d = a + m H - \text{rec} - \frac{\phi_{var}}{2}$$

$$As = 0.85 \frac{f'_c}{fy} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 Mu}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{fy} \right) \left( \frac{6120}{6120 + fy} \right)$$

$$AS_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{fy}$$

$$AS_{min} = \frac{1.4 b_{Est} d}{fy}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

**Tabla 48** Acero de refuerzo debido a la flexión en las paredes de un tanque circular.

H (m)	As Calc (cm <sup>2</sup> / m)	As max (cm <sup>2</sup> / m)	#	Ø mm	Scal m	As Esc (cm <sup>2</sup> / m)
TAPA	1,85	48,66	7	16	0,14	14,07
0,55	0,84	54,17	7	16	0,14	14,07
1,10	0,27	59,68	7	16	0,14	14,07
1,65	0,01	65,19	7	16	0,14	14,07
2,20	0,02	70,70	7	16	0,14	14,07
2,75	0,32	76,20	7	16	0,14	14,07
3,30	0,32	81,71	7	16	0,14	14,07
3,85	0,51	87,22	9	16	0,11	18,10
4,40	0,39	92,73	9	16	0,11	18,10
4,95	0,23	98,24	9	16	0,11	18,10
FONDO	1,53	103,75	9	16	0,11	18,10

(Fuente: Elaboración propia)

### 3.2.2.5 Análisis y Diseño de la Tapa del Tanque

Diseñamos el espesor de la tapa por corte:

$$W_{tapa} = (F_{c_{viva}} W_v + F_{c_{muerta}} h_{losa} \gamma_c) / (\pi \frac{D^2}{4}) = 1.01 \text{ t/m}^2$$

$$Vu = \frac{W_{tapa} R}{2} = 2.02 \text{ t}$$

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$\phi Vn = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = 61.58$$

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2} = 0.07 \text{ m}$$

El espesor adoptado de la losa 0.25 m es mayor que el calculado 0.07 m por lo tanto resiste. Por ultimo calculamos los momentos en la tapa del tanque, el análisis se lo hace desde el centro del techo hasta la pared.

Para encontrar el momento usamos la ecuación siguiente, donde el *Coef 1* lo encontramos en la Tabla 10 y  $C_{ad}$  es un coeficiente de ajuste.

$$Mr = (Coef\ 1 + C_{ad}) W_{tapa} R^2$$

Entonces los momentos calculados los vemos en la Tabla 49.

**Tabla 49** Momento en la tapa del tanque circular.

CALCULO DEL MOMENTO EN LA TAPA				
X (m)	Coef 1	$C_{ad}$	(Coef 1 + $C_{ad}$ )	Mr (t m / m)
Cen. Tanque	0,0750	0,0033	0,0783	1,27
0,40	0,0730	0,0033	0,0763	1,23
0,80	0,0670	0,0033	0,0703	1,14
1,20	0,0570	0,0033	0,0603	0,97
1,60	0,0430	0,0033	0,0463	0,75
2,00	0,0250	0,0033	0,0283	0,46
2,40	0,0030	0,0033	0,0063	0,10
2,80	-0,0230	0,0033	-0,0197	-0,32
3,20	-0,0530	0,0033	-0,0497	-0,80
3,60	-0,0870	0,0033	-0,0837	-1,35
4,00	-0,1250	0,0033	-0,1217	-1,97

(Fuente: Elaboración propia)

Por ultimo calculamos el acero de refuerzo en la Tabla 50 para el momento máximo positivo y negativo, además controlamos el acero mínimo y máximo.

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 Mu}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$A_{smin} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

**Tabla 50** Acero de refuerzo en la tapa del tanque circular.

Descripción	Mr tm / m	As <sub>cal</sub> cm2 / m	As min (cm2 / m)	As max (cm2 / m)	As <sub>esc</sub> cm2 / m
Mu (+) t m	1,27	1,57	6,34	39,48	7,92
Mu (-) t m	-1,97	2,46	6,34	39,48	7,92

(Fuente: Elaboración propia)

### 3.2.2.6 Diseño de la Cimentación

Para tanques circulares se puede emplear dos tipos de cimentación, la primera es una losa de cimentación cuando tenemos un suelo bueno y la segunda forma es el uso de pilotes; el análisis y diseño se presenta a continuación:

- **Losa de cimentación**

Recopilamos todos los datos presentados a continuación; algunos datos ya fueron ingresados o fueron calculados en pasos atrás.

- **Información del suelo de cimentación**

La carga admisible del suelo  $q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$

El coeficiente de fricción entre el suelo y la cimentación  $\mu = 0.50$

- **Estabilidad del tanque**

Factor de seguridad al deslizamiento  $FS_{DES} = 2.5$

Factor de seguridad al volcamiento  $FS_{VOLC} = 2.5$

- **Información de la losa de cimentación**

Diámetro de la cimentación  $D_{cim} = 10.20 \text{ m}$

El espesor de la losa de cimentación  $h_{cim} = b = 0.60 \text{ m}$

- **Información de los materiales**

Resistencia a compresión del hormigón  $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo a la fluencia del acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico del hormigón armado  $\gamma_c = 2.50 \text{ t/m}^3$

Factor de carga viva  $FC_{viva} = 1.6$

Factor de carga muerta  $FC_{muerta} = 1.2$

Factor por sismo  $FC_{sismo} = 1.0$

Recubrimiento de la losa  $Rec_{var losa} = 7.50 \text{ cm}$

Diámetro de la varilla de la losa  $\emptyset_{var losa} = 20 \text{ mm}$

- **Información del tanque**

Peso total de las paredes del tanque  $W_w = 146.87 \text{ t}$

Peso total del techo **Wr** = 36.44 t

Peso de la cimentación **Wcim** = 122.57 t

Peso del líquido almacenado **WL** = 251.33 t

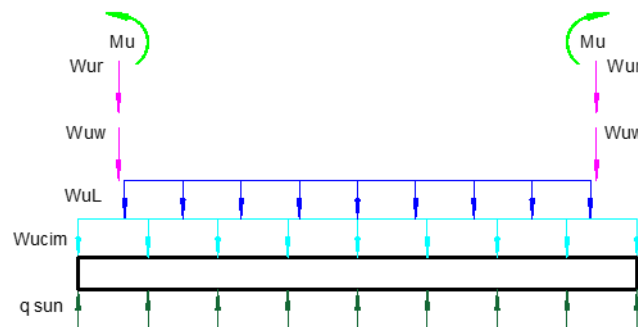
Momento en la base de la pared **M1**, calculado en el análisis de las paredes del tanque = 4.01 tm

Momento debido a la presión hidrodinámica **Mb** = 217.33 tm

Momento volcante del tanque **Mv** = 276.01 tm

Corte basal **V** = 81.27 t

Diámetro exterior de las paredes del tanque **D + 2c** = 9.20 m



**Figura 109** Cargas aplicada a una losa de cimentación de un tanque circular.  
(Fuente: Elaboración propia)

Usamos las siguientes combinaciones de carga:

- 1.40 D: Para las cargas puntuales (paredes del tanque) y cargas distribuidas (peso del líquido y cimentación)
- 1.20 D + 1 E + L + 0,20 S: Para los momentos.

Mayoramos las cargas aplicadas a la cimentación, ver Figura 109:

$$Wu_{r1} = FC_{muerta} W_r = 43.98 \text{ t}$$

$$Wu_{w1} = FC_{muerta} W_s = 217.71 \text{ t}$$

$$Wu_{cim1} = FC_{muerta} W_{cim} = 171.60 \text{ t}$$

$$Wu_{L1} = FC_{viva} W_L = 351.86 \text{ t}$$

$$Mu1 = FC_{viva} M_1 = 4.56 \text{ tm /m}$$

Calculamos la fuerza total del tanque para poder encontrar la presión de contacto pseudoultime con el suelo.

$$R = Wu_w + Wu_{cim} + Wu_r + Wu_L = 785.15 \text{ t}$$

$$A_L = \pi \frac{D^2}{4} = 50.27 \text{ m}^2$$

$$A_T = \pi \frac{D_{cim}^2}{4} = 81.71 \text{ m}^2$$

$$q_{sun\ 1} = \frac{R}{A_T} = 9.61 \text{ t/m}^2$$

Usamos el método de las franjas para su análisis, donde la franja de análisis será de 1 m de ancho, aplicamos sumatoria de fuerzas en Y.

$$\Sigma F_y = 0$$

$$2 \frac{Wu_r + Wu_s}{\pi D} + \frac{Wu_L}{A_L} D + \frac{Wu_{cim}}{A_T} D_{cim} = q_{sun} D_{cim}$$

$$20.83 + 56.00 + 21.42 = 98.01$$

$$98.25 \text{ t} = 98.01 \text{ t}$$

Hay un desequilibrio debido a que usamos solamente una franja en el análisis, por ende igualamos las cargas a la mayor carga calculada.

$$f_{ajus} = \frac{98.25}{98.01} = 1.003$$

Ajustamos la presión pseudoultime.

$$q_{sun} = q_{sun\ 1} f_{ajus} = 1.003 (9.61) = 9.63 \text{ t/m}^2$$

Obtenemos el diagrama de cuerpo libre reducido ver Figura 110, donde las cargas reducidas son:

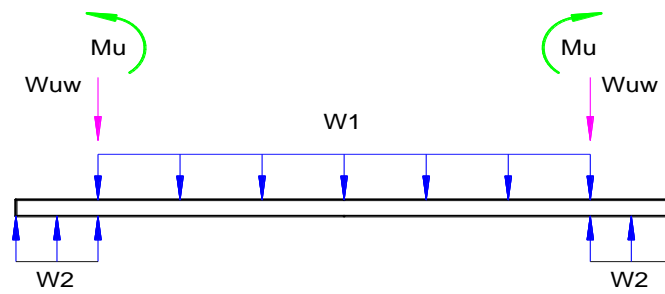
$$W_1 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} - \frac{Wu_L}{A_L} = 0.53 \text{ t/m}$$

$$W_2 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} = 7.53 \text{ t/m}$$

$$Wu_w = \frac{Wu_s + Wu_r}{\pi D} = 10.41 \text{ t/m}$$

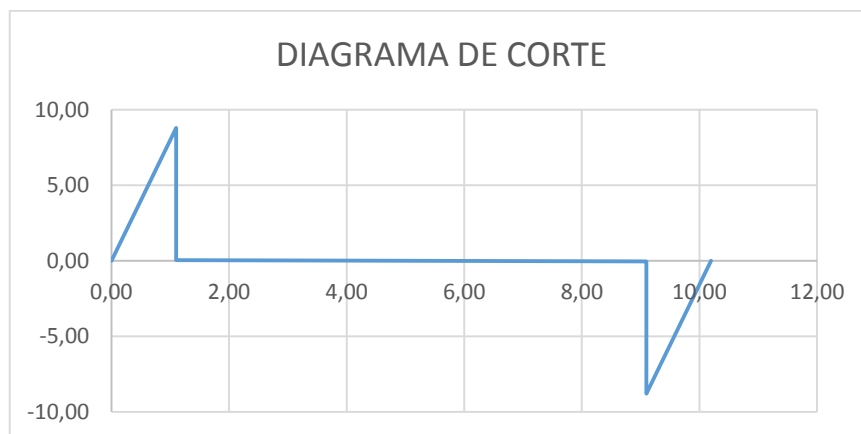
$$Mu = Mu_1 + \frac{M_b}{\pi D} = 11.26 \text{ tm/m}$$



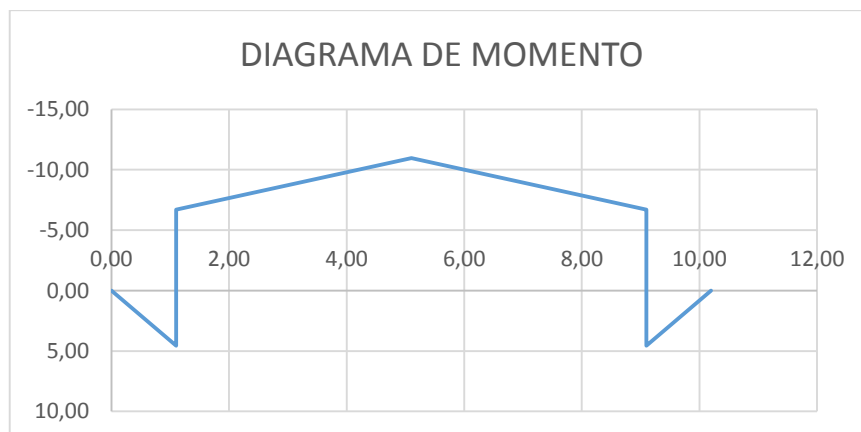


**Figura 110** Diagrama de cuerpo libre reducido de la losa de cimentación.  
(Fuente: Elaboración propia)

Encontramos el diagrama de corte (Figura 111) y el diagrama de momento (Figura 112) por teoría elástica.



**Figura 111** Diagrama de corte de la losa de cimentación.  
(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 112** Diagrama de momento de la losa de cimentación.  
(Fuente: Elaboración propia)

Diseñamos el espesor de la losa por solicitaciones de corte y momento:

- Por corte:

$$\phi V_n \geq V_u = 10.41 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = 61.58$$

$$d = 0.17 \text{ m}$$

- Por momento

$$M_u = 10.96 \text{ tm/m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'c b_{Est}}} = 0.18 \text{ m}$$

El peralte es el valor máximo calculado  $d = 0.18 \text{ m}$  y el espesor de la losa es  $t_{calc} = d + \text{rec} + \frac{\phi_{var}}{2} = 0.26 \text{ m}$  y es menor que el espesor que adoptamos  $h_{cim} = 0.60 \text{ m}$ .

Calculamos el acero de refuerzo, en tanques de hormigón encontraremos que los momentos negativos son predominantes, debido al momento que las paredes del tanque le transmite a la cimentación.

$$M_u = 10.96 \text{ tm/m}$$

Acero debido al momento:

$$A_s = 0.85 \frac{f'c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'c}} \right] = 5.71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

$$A_{s_{min}} = 15.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Acero máximo:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$A_{s_{max}} = 94.57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto el acero escogido que cumple el acero mínimo y máximo es:

$$A_{s_{esc}} = 17.81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Uso de pilotes**

Como ejemplo ilustrativo calcularemos la carga y el diámetro del pilote, ya que la losa de cimentación calculada anteriormente resiste. En este caso solo calculamos la carga y el diámetro, debido a que no se puede automatizar el diseño de la losa, porque el diseño depende del número y la forma de distribución de los pilotes en toda la losa.

Reunimos toda la siguiente información:

- **Información del pilote**

Resistencia a compresión del hormigón  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Diámetro del pilote  $D_{pil} = 0.50 \text{ m}$

Recubrimiento de la tapa  $Rec_{var\ pilote} = 7.50 \text{ cm}$

Diámetro de la varilla de la tapa  $\emptyset_{var\ pilote} = 20 \text{ mm}$

Número de pilotes  $\# \text{ de pilotes} = 12$

- **Dimensiones de la cimentación**

Diámetro de la losa de cimentación  $D_{cim} = 10.20 \text{ m}$

Diámetro del exterior de las paredes del tanque  $D_{min} = D + 2c = 9.20 \text{ m}$

Espesor de la losa de cimentación  $h_{cim} = 0.60 \text{ m}$

Peso específico del hormigón armado  $\gamma_c = 2.50 \text{ t/m}^3$

- **Información del tanque**

Peso total de las paredes del tanque  $W_w = 155.51 \text{ t}$

Peso total del techo  $W_r = 31.42 \text{ t}$

Peso de la cimentación  $W_{cim} = 122.57 \text{ t}$

Peso del líquido almacenado  $W_L = 251.33 \text{ t}$

Momento volcante del tanque  $M_v = 273.45 \text{ tm}$

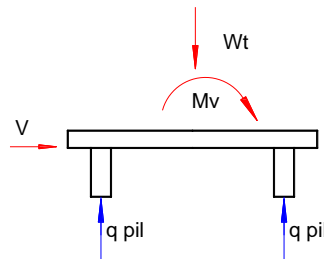
Corte basal máximo  $V = 81.64 \text{ t}$

Peso total del tanque **Wt** = 560.82 t

Calculamos la fuerza debido al momento volcante **F<sub>Mv</sub>** con la ecuación siguiente:

$$F_{Mv} = \frac{Mv}{D_{cim} - D_{pil}} = 28.19 \text{ t}$$

Obtenemos la carga del pilote por estática, aplicamos sumatoria de fuerzas verticales y la dividimos para el número de pilotes, Figura 101, y nos queda la ecuación siguiente:



**Figura 113** Fuerzas aplicadas a la losa cimentación con pilotes.  
(Fuente: Elaboración propia)

$$q_{pil} = \frac{Wt + F_{Mv}}{\# pil} = 49.08 \text{ t}$$

Y por último hallamos el diámetro de los pilotes con el corte basal, es decir la sumatoria de diámetro de todos los pilotes deben resistir el cortante basal.

$$\phi Vn \geq V$$

$$V = 81.64 \text{ t}$$

$$\phi Vn = \phi 0.53 \frac{\sqrt{f'c} d^2}{\# pil}$$

$$d = 0.38 \text{ m}$$

$$D_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2} = 0.46 \text{ m}$$

Como adoptamos un diámetro de pilote de 0.50 m se necesita de 0.46 m, por lo tanto se usará 12 pilotes con un diámetro de 50 cm y estarán sometidos a una carga de 49.08 t.

### 3.2.2.7 Estabilidad del Tanque Circular

Comprobamos la estabilidad del tanque circular de hormigón con losa de cimentación:

$$W_T = W_L + W_W + W_R + W_C = 785.15 \text{ t}$$

- **Por deslizamiento**

$$V = 81.64 \text{ t}$$

$$Fr = \mu W_T = 392.57 \text{ t}$$

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V} = 4.81$$

El factor de seguridad adoptado es de 2.50 por lo tanto no tiene problemas por deslizamiento.

- **Por volcamiento**

$$Mv = 273.45 \text{ tm}$$

$$M_{EST} = 4004.26 \text{ tm}$$

$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_s} = 14.64$$

El factor de seguridad adoptado es de 2.50 por lo tanto no tiene problemas por volcamiento.

- **Esfuerzos en el suelo**

$$I = \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D_{cim}}{2} \right)^4 = 531.34 \text{ m}^4$$

$$C = \frac{D_{cim}}{2} = 5.10 \text{ m}$$

$$\sigma_{S1} = \frac{W_T}{A_T} + \frac{M_S C}{I} = 12.23 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{S2} = \frac{W_T}{A_T} - \frac{M_S C}{I} = 6.98 \text{ t/m}^2$$

Las presiones no superan el  $q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$  y tampoco generan esfuerzos de tracción es decir  $\sigma_{S1} > 0$ ; por lo tanto el tanque es estable.

## 4 CAPÍTULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE TUBERÍAS ENTERRADAS

Para entender mejor las normas de diseño sísmico de tuberías enterradas, desarrollaremos un análisis y diseño de una tubería de acero de 24 pulg y un espesor de 3/8 pulg, la cual está enterrada a una profundidad de 3.50 m en un suelo blando tipo D. La presión a la que trabaja la tubería es de 55 kg/cm<sup>2</sup>, la temperatura de instalación es de 21.11 °C y su temperatura de operación alcanza los 48.80 °C. La tubería es de acero A 36.

Recopilamos la información siguiente:

- **Información de la tubería**

Diámetro exterior de la tubería  $D_{Ext} = 20$  pulg

Espesor de la tubería  $t = 3/8$  pulg

Presión de trabajo interna  $P = 55.00$  kg/cm<sup>2</sup>

Temperatura de instalación de la tubería  $T_1 = 21.11$  °C

Temperatura de operación de la tubería  $T_2 = 48.80$  °C

Grado del acero **A36**

Esfuerzo a la fluencia  $f_y = 3650.00$  kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad  $E = 2038961.00$  kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de Poisson  $\mu = 0.30$

Parámetro de deformación de Ramberg Osgood  $n = 9.00$

Parámetro de deformación de Ramberg Osgood  $r = 10.00$

Coefficiente de dilatación térmica  $\alpha_1 = 1.20 \times 10^{-5}$

Clase de tubería  $lp = 1.50$

- **Información sísmica del suelo**

Tipos de suelo = **D** Suelo Blando

Aceleración máxima del suelo  $Z = 0.40$  (Para Quito de acuerdo a la Figura 27)

Distancia de la fuente al sitio **Dis** = 20.00 km

Magnitud de sismo esperado **Mw** = 8.00

Velocidad aparente de la propagación de las ondas sísmicas **Cs** = 2.00 km/s

Factor debido al tipo de ondas  **$\alpha$**  = 2.00

- **Información del relleno**

Cohesión del material usado como relleno **c** = 17000.00 kg/cm<sup>2</sup>

Altura de relleno medido desde la parte superior de la tubería hasta la parte superior del relleno **H** = 3.50 m

Peso específico del material usado como relleno  **$\gamma$**  = 2000 kg/m<sup>3</sup>

Angulo de fricción interna del material de relleno  **$\phi$**  = 37

Coeficiente de presión del suelo en estado de reposo  **$K_0$**  = **1-sen  $\phi$**  = 0.40

Factor de fricción de la tubería y el material de contacto **f** = 1.00

Para el análisis sísmico de la tubería seguimos los siguientes pasos:

1. Deformación debido a la presión interna

$$S_p = \frac{P D \mu}{2 t} = 440.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_p = \frac{S_p}{E} \left[ 1 + \frac{n}{1+r} \left( \frac{S_p}{f_y} \right)^r \right] = 0.00022 = 0.0216 \%$$

2. Deformación debido al cambio de temperatura

$$S_r = E \alpha_1 (T_2 - T_1) = 677.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_r = \frac{S_r}{E} \left[ 1 + \frac{n}{1+r} \left( \frac{S_r}{f_y} \right)^r \right] = 0.00033 = 0.0332 \%$$

3. Deformación de operación de la tubería

$$\varepsilon_{op} = \varepsilon_p + \varepsilon_r = 0.0548$$

4. Velocidad de propagación de la onda sísmica

$$PGA = Z = 0.40$$

$$\frac{PGV}{PGA} = 180.00$$

$$PGV = 72.00 \text{ m/s}$$

$$V_g = I_p PGV = 1.08 \text{ m/s}$$

5. Deformación axial de la tubería debido al sismo

$$\delta = f \phi = 37.00$$

$$\alpha_1 = 0,608 - 0,123 c - \frac{0,274}{c^2+1} + \frac{0,695}{c^3+1} = 0.45$$

$$Tu = \pi D_{Ext} \alpha_1 c + \pi D_{Ext} \left( H + \frac{D_{Ext}}{2} \right) \gamma \left[ \frac{1+K_0}{2} \right] \tan \delta = 18620.85 \text{ kg/m}$$

$$\varepsilon_a = \frac{V_g}{\alpha C_s} = 0.01502$$

$$\varepsilon_a \leq \frac{T_u \lambda}{4 A E} = 0.00027$$

6. Deformación axial máxima de la tubería

$$\varepsilon_{max} = \varepsilon_{op} + \varepsilon_a = 0.0818$$

7. Deformaciones permisibles en la tubería

- Deformación axial debido a la tensión

$$\varepsilon_{max} = 0.0818 \%$$

$$\varepsilon_{max} \leq 2,00 \% \text{ Ok}$$

- Deformación axial debido a la compresión

$$D' = \frac{D}{1 - \frac{3}{D}(D - D_{min})} = 22.54 \text{ pulg}$$

$$\varepsilon_c = 0,75 \left[ 0,5 \left( \frac{t}{D'} \right) - 0,0025 + 3000 \left( \frac{P D}{2 E t} \right)^2 \right] = 0.90 \%$$

$$\varepsilon_{max} = 0.0818 \%$$

$$\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_c \text{ Ok}$$

La tubería no tiene problemas debido al sismo. En el caso que se presente problemas debido a las deformaciones axial, lo que se hace es jugar con las dimensiones de la tubería, jugar con la profundidad con la que se entierra la tubería y por ultimo cambiar el suelo natural por un suelo granular.



## 5 CAPÍTULO V: SOFTWARE POR MEDIO DE HOJAS ELECTRÓNICAS

El diseño manual presentado en el Capítulo II y en el Capítulo III de tanques de almacenamiento y tuberías enterradas respectivamente, se automatizó por medio de hojas electrónicas en Excel, donde de una manera fácil y rápida se puede diseñar tanques de almacenamiento considerando los efectos sísmicos y el diseño de tuberías de acero enterradas por solicitaciones sísmicas.

### 5.1 MANUAL DE USO DE LAS HOJAS ELECTRÓNICAS

Para el uso de las hojas electrónicas simplemente se siguen los pasos siguientes:

1. En todas las hojas electrónicas la información se ingresa en las casillas donde el color de los datos es azul (Figura 114 y Figura 115), la mayor parte de la información que se necesita ingresar se encuentra en la primera página, pero también en las tablas (Figura 116) donde se ingresan las alturas de estudio y el acero de refuerzo.

<b>INFORMACION SISMICA DEL SUELO</b>	
TIPO DE SUELO	C
Z	0,40
<b>INFORMACION DEL TANQUE</b>	
B	5,00 m
L	10,00 m
$Vol = B \cdot L \cdot H_L$	250,00 m <sup>3</sup>
$H_W$	5,50 m

**Figura 114** Ingreso de datos en una celda.  
(Fuente: Elaboración propia)

INFORMACION SISMICA DEL SUELO

TIPO DE SUELO

C

A

B

C

D

E

Z

INFORMACION

B

L

$Vol = B \cdot L \cdot H_L$

$H_W$

10,00 m

250,00 m<sup>3</sup>

5,50 m

Ingreso de datos

**Figura 115** Ingreso de datos en una celda desplegable.  
(Fuente: Elaboración propia)

#	Ø mm	A cm <sup>2</sup>	Scal m
7	12	7,92	0,14
7	12	7,92	0,14
7	12	7,92	0,14
7	18	17,81	0,14

Ingreso de datos

**Figura 116** Ingreso de datos en una tabla.  
(Fuente: Elaboración propia)

- Los resultados de los cálculos aparecen de color verde siempre y cuando cumplan con las especificaciones (Figura 117 y Figura 118), o en el caso de las medidas calculadas sean menores a las dimensiones (Figura 119) adoptadas del tanque o la tubería.

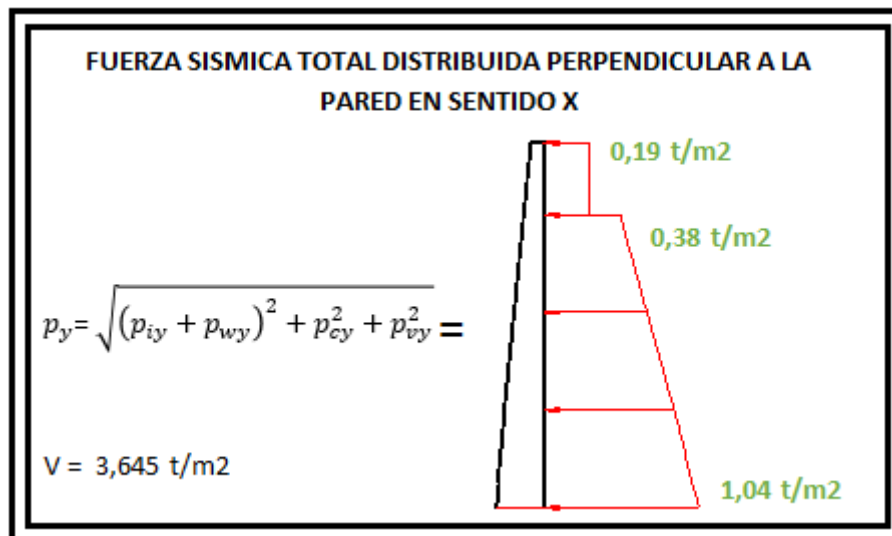
3.3.- ESFUERZOS EN EL SUELO

$$I = \frac{1}{12} L_{cim} B_{cim}^3 = 379,47 \text{ m}^4 \quad C = \frac{B_{cim}}{2} = 3,60 \text{ m}$$

$$\sigma_{SY} = \frac{W_T}{A_T} \pm \frac{M_{oy} C}{I}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SY1} = \frac{W_T}{A_T} + \frac{M_{oy} C}{I} = 9,14 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{SY2} = \frac{W_T}{A_T} - \frac{M_{oy} C}{I} = 2,23 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

**Figura 117** Resultados de acuerdo a especificaciones.  
(Fuente: Elaboración propia)



**Figura 118** Resultados de acuerdo a especificaciones.  
(Fuente: Elaboración propia)

INFORMACION DE LA LOSA DE CIMENTACION	
$h_{cim} = b$	0,60 m
$B_{cim} = B + 2C + 2E$	7,20 m
$L_{cim} = L + 2C + 2E$	12,20 m
2.1.- DISEÑO DEL ESPESOR DE LA CIMENTACION	
$d =$	0,36 m
$t_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2} =$	0,45 m

**Figura 119** Resultado de acuerdo a las dimensiones.  
(Fuente: Elaboración propia)

3. Los resultados erróneos aparecen de color rojo, es decir, si alguna dimensión adoptada es mayor que la calculada esta última aparecerá en color rojo (Figura 120) y también si el resultado no cumple la norma correspondiente (Figura 121).

INFORMACION DE LA LOSA DE CIMENTACION	
$h_{cim} = b$	0,60 m
$B_{cim} = B + 2C + 2E$	7,20 m
$L_{cim} = L + 2C + 2E$	12,20 m
2.1.- DISEÑO DEL ESPESOR DE LA CIMENTACION	
$d =$	0,36 m
$t_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2} =$	0,63 m

**Figura 120** Error debido a las dimensiones.  
(Fuente: Elaboración propia)

**3.1. DEFORMACION AXIAL DEBIDO A LA COMPRESION**

$$D' = \frac{D}{1 - \frac{s}{D}(D - D_{min})} = 22,54 \text{ pulg} \quad \text{ALA 2001 (Appendix A)}$$

$$\varepsilon_a \leq 0,75 \left[ 0,5 \left( \frac{t}{D'} \right) - 0,0025 + 3000 \left( \frac{\rho D}{2 E t} \right)^2 \right] \quad \text{ALA 2001 (Appendix A)}$$

$$\varepsilon_a > 0,00030 \quad \text{No Resiste}$$

**Figura 121** Error debido a la norma.  
(Fuente: Elaboración propia)

En el caso que aparezcan errores en las dimensiones calculadas, simplemente se cambian las dimensiones adoptadas a otras mayores. En el caso en que aparezcan errores por no satisfacer las condiciones de la normativa usada, se juega con las dimensiones respectivas hasta lograr cumplirlas, como se indicó en el Capítulo II y en el Capítulo III.

Cuando aparece error en los aceros de refuerzos escogidos, es debido a que no se está cumpliendo con el acero calculado, acero mínimo o el acero máximo. Mientras tanto la cimentación seleccionada será la que cumpla todos los requisitos y la más económica posible.

El tanque estará completamente diseñado cuando no se tenga ningún error de diseño, es decir cuando no aparezca ningún resultado en rojo, tanto en las paredes, techo y cimentación.

## 5.2 TANQUE CIRCULAR DE ACERO

### 5.2.1 Diseño del Tanque

#### DISEÑO DE UN TANQUE DE ACERO CIRCULAR ATMOSFERICO

**DIMENSIONES DEL TANQUE**

D 8,00 m

Hr 5,50 m

**INFORMACIÓN DEL LÍQUIDO ALMACENADO**

H 5,00 m

p 1000,00 kg/m<sup>3</sup>

V 251,33 m<sup>3</sup>

**INFORMACIÓN DE LAS PLACAS DEL FONDO DEL TANQUE**

Grado A36

fy 2549,00 kg/cm<sup>2</sup>

CA 2,00 mm

tf 6,00 mm

L2 50,00 mm

D1 6,60 m

**INFORMACIÓN DE LA PLACA ANULAR**

Grado A36

fy 2549,00 kg/cm<sup>2</sup>

Ca 2,00 mm

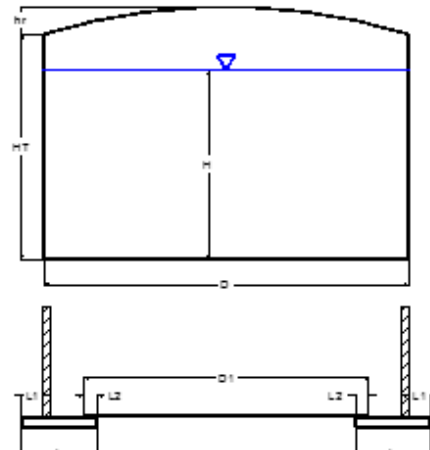
ta 8,00 mm

L1 50,00 mm

L 800,00 mm

**INFORMACIÓN DE LAS PAREDES DEL TANQUE**

Ca 0,00 mm



L: LONGITUD DE LA PLACA ANULAR  
L1: LONGITUD DE LA PLACA ANULAR SOBRESAIDA  
L2: TRASLAPE  
D1: DIAMETRO DEL FONDO DEL TANQUE

**INFORMACIÓN DEL TECHO**

Ca 0,00 mm

tr 8,00 mm

Rr 6,40 m

Grado A36

fy 2549,00 kg/cm<sup>2</sup>

Pe 25,00 kg/m<sup>2</sup>

S 50,00 kg/m<sup>2</sup>

Lr 80,00 kg/m<sup>2</sup>

hr 1,40 m

Tipo material	Esfuerzo a la fluencia Fy (MPa)	Resistencia a la tracción Fu (MPa)	Esfuerzo de diseño del líquido Sd (MPa)	Esfuerzo de diseño por prueba hidrostática St (MPa)
A36	250,00	400,00	160,00	171,00

1.- DISEÑO DE LAS PLACAS DE FONDO DEL TANQUE

t<sub>min</sub> 6,00 mm

2.- DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE

$$t_d = \frac{4,9 D (H-0,3) C}{S_d} + CA \quad \text{API 650-2013 (5.6.3.2)}$$

$$t_t = \frac{4,9 D (H-0,3)}{S_t} \quad \text{API 650-2013 (5.6.3.2)}$$

t<sub>min</sub> = 5,00 mm

}

El mayor

### DISEÑO DE LA PARED DEL TANQUE CIRCULAR DE ACERO

# Anillo	Altura Anillo (mm)	Altura Acumulada del Tanque (m)	Altura desde el Espejo de Agua H (m)	Espesor Anillo Condicion de diseño sin corrosión td (mm)	Espesor Anillo por Prueba Hidrostatica tt (mm)	Espesor Adoptado sin Corrosión t (mm)	Espesor con Sobre-espesor de corrosión t (mm)
Fondo	1220	1,22	5,00	1,15	1,08	6	6
2	1220	2,44	3,78	0,85	0,80	6	6
3	1221	3,66	2,56	0,55	0,52	6	6
4	1222	4,88	1,34	0,25	0,24	6	6
5	617	5,50	0,12	0,00	0,00	6	6
6	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-	-
23	-	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-	-
26	-	-	-	-	-	-	-
27	-	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-	-
31	-	-	-	-	-	-	-
Tapa	-	-	-	-	-	-	-

#### 3.- DISEÑO DE LA PLACA ANULAR

$$\sigma d = \frac{t_d}{t} S_d \quad \text{API 650-2013 (5.5.2)}$$

$$\sigma t = \frac{t_t}{t_{nomi}} S_t \quad \text{API 650-2013 (5.5.2)}$$

$\sigma d$	30,71	Mpa	}	$\sigma_{max}$	30,71	Mpa	}	$t_a$	6	mm
$\sigma t$	30,71	Mpa		$t_{b \min}$	6	mm		$t_{fondo}$	6,00	mm
								* No incluye sobre-espesor por corrosión		

$$L = \frac{215 t_b}{(H G)^{0,5}} = 576,91 \text{ mm} \quad \text{API 650-2013 (5.5.2)}$$

#### 4.- DISEÑO DEL TECHO EN FORMA DE DOMO

$U = D_L + (L_r \text{ o } S) + 0,4 P_e$	}	$U =$	152,80	kg/m2	API 650-2013 (5.2.2)
$U = D_L + P_e + 0,4 (L_r \text{ o } S)$					

$$Rr_{min} = 0,8D = 6,40 \text{ m} \quad Rr_{max} = 1,20D = 9,60 \text{ m}$$

$$tr = \frac{Rr}{2,4} \sqrt{\frac{U}{2,2}} \geq 5\text{mm} = 6,79 \text{ mm}$$

## 5.2.2 Diseño Sísmico del Tanque

**DISEÑO SÍSMICO DE UN TANQUE DE ACERO CIRCULAR ATMOSFÉRICO**

L: LONGITUD DE LA PLACA ANULAR  
 L1: LONGITUD DE LA PLACA ANULAR SOBRE SALIDA  
 L2: TRASLAPE  
 D1: DIAMETRO DEL FONDO DEL TANQUE

<b>DIMENSIONES DEL TANQUE</b>				<b>PLACA ANULAR</b>			
D	8,00	m		Ca	2	mm	
Htr	5,50	m		ta	6	mm	
%W Accesorios	5,00	%		L	800	mm	
Fy	2548	kg/cm <sup>2</sup>		L1	50	mm	
<b>LÍQUIDO ALMACENADO</b>				fy 2549,00 kg/cm <sup>2</sup>			
H=	5,00	m		<b>FONDO DEL TANQUE</b>			
p=	1000,00	kg/m <sup>3</sup>		Ca	2	mm	
<b>TECHO DEL TANQUE</b>				t	6,00	mm	
tr	8,00	mm		L2	50	mm	
hr	1,40	m		D1	6,60	m	
Lr	80,00	kg/m <sup>2</sup>		<b>INFORMACIÓN DE LOS ANCLAJES MECÁNICOS</b>			
%W Accesorios	5,00	%		#A	25,00	U	
<b>INFORMACIÓN SÍSMICA DEL SUELO</b>				fy	2549,00	kg/cm <sup>2</sup>	
TIPO DE SUELO	C			d <sub>permo</sub>	50,00	mm	
Z	0,40						
<b>INFORMACIÓN SÍSMICA DEL TANQUE</b>							
μ	0,25			Rwi	Rwc		
Ej	0,90			3,50	2,00		
Tipo de Tanque	Auto-Anclado						
Uso del Tanque	II Tanques que deben ser funcionales después de un terremoto o son parte de líneas de vida					I	1,25

## 1.- CÁLCULO DE LAS ACELERACIONES IMPULSIVAS Y CONVECTIVAS

### 1.1.- ESPECTRO DE RESPUESTA

Tipo de suelo	C	
Z	0,40	
$S_s = 2.5 S_p$	1,000	API 650-2013 (E.4.3-1)
$S_1 = 1.25 S_p$	0,500	API 650-2013 (E.4.3-2)
Fa	1,000	
Fv	1,300	
SDS	0,667	
SD1	0,434	
TS	0,651	
TL	4,000	

### 1.2.- PERIODO NATURAL IMPULSIVO

$$T_i = \left( \frac{1}{\sqrt{200}} \right) \left( \frac{C_i H}{\sqrt{\frac{t_{dL}}{D}}} \right) \left( \frac{\sqrt{D}}{\sqrt{E}} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.4.5.1-1a)}$$

$$T_i = 0,128 \quad s$$

### 1.3.- PERIODO NATURAL CONVECTIVO

$$K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68H}{D}\right)}} \quad \text{API 650-2013 (E.4.5.2-c)}$$

$$K_s = 0,58$$

$$T_c = 1.8 K_s \sqrt{D} \quad \text{API 650-2013 (E.4.5.2-a)}$$

$$T_c = 2,972 \quad s$$

### CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN IMPULSIVA Y CONVETIVA

$$Q = 2/3$$

$$k = 1,50$$

$$S_0 = 0,298$$

$$TL = 4,00$$

### ACELERACIÓN IMPULSIVA

$$A_i = 2.5 Q F_a S_0 \left( \frac{I}{R_{wL}} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.4.6.1-1)}$$

$$A_i \geq 0.007 \quad \text{API 650-2013 (E.4.6.1-2)}$$

$$\text{Para } S_1 \geq 0.6:$$

$$A_i = 0.625 S_p \left( \frac{I}{R_{wL}} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.4.6.1-3)}$$

$$A_i = 0,266 \quad m/s^2$$

### ACELERACIÓN CONVECTIVA

$$T_c \leq T_L$$

$$\text{API 650-2013 (E.4.6.1-4)}$$

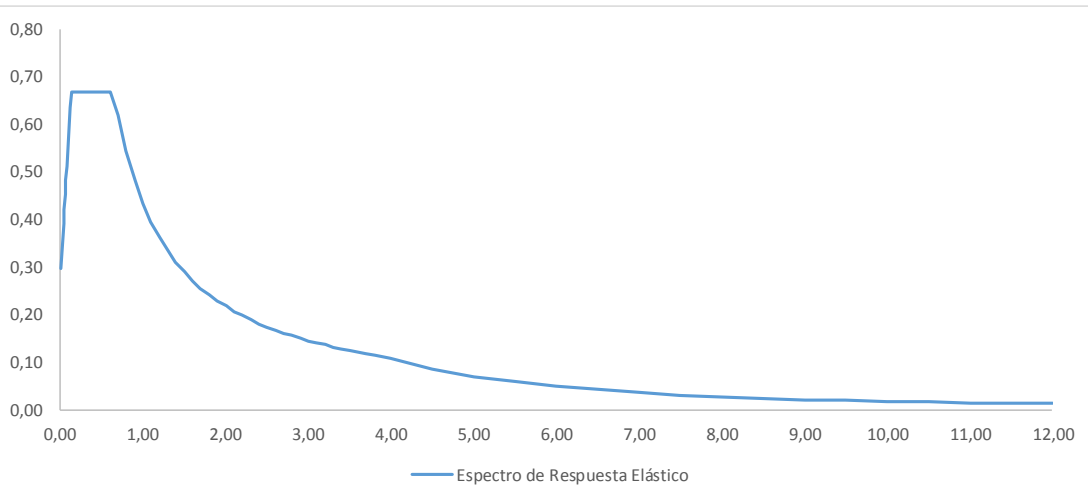
$$A_c = 2,5 K Q F_a S_0 \left( \frac{T_s}{T_c} \right) \left( \frac{I}{R_{wC}} \right) \leq A_i$$

$$T_c > T_L$$

$$\text{API 650-2013 (E.4.6.1-5)}$$

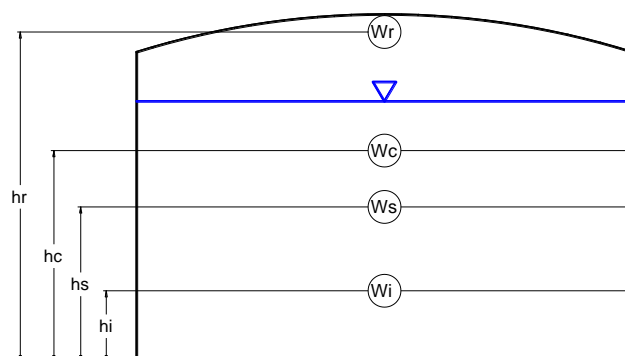
$$A_c = 2,5 K Q F_a S_0 \left( \frac{T_s T_L}{T_c^2} \right) \left( \frac{I}{R_{wC}} \right) \leq A_i$$

$$A_c = 0,153 \quad m/s^2$$





## 2.- CÁLCULO DEL CORTE BASAL Y MOMENTO VOLCANTE



### 2.1.- PESO DEL TECHO Y PUNTO DE APLICACIÓN

$$W_r = \frac{\pi D^2}{4} \left( \frac{t_r}{1000} 7850 + W_{v_{techo}} + \%Acc \right)$$

$$W_r = 7536,81 \quad \text{kg}$$

$$X_r = H_T + \frac{H}{2} r$$

$$X_r = 6,20 \quad \text{m}$$

### 2.2.- PESO DE LAS PAREDES Y PUNTO DE

$$W_s = \sum W_{anillo} + \%Acc$$

$$W_s = 6836,17 \quad \text{kg}$$

$$X_s = \frac{\sum W_{anillo} x_{anillo}}{W_w}$$

$$X_s = 2,75 \quad \text{m}$$

### 2.3.- PESO DEL LÍQUIDO ALMACENADO Y DEL FONDO DEL TANQUE

$$W_p = \frac{\pi D^2}{4} * H * \rho$$

$$W_p = 251327,41 \quad \text{kg}$$

$$W_f = W_{fondo} + W_{pl\_anular}$$

$$W_f = 2787,86 \quad \text{kg}$$

### 2.3.- MASA IMPULSIVA Y PUNTO DE APLICACIÓN

$$D/H \geq 1.333$$

$$W_i = \left[ 1.0 - 0.218 \frac{D}{H} \right] W_p \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.1-1)}$$

$$D/H < 1.333$$

$$W_i = \left[ 1.0 - 0.218 \frac{D}{H} \right] W_p \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.1-2)}$$

$$W_i = 160017,91 \quad \text{kg}$$

$$D/H \geq 1.3333$$

$$X_i = 0.375H \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.2.1-1)}$$

$$D/H < 1.3333$$

$$X_i = \left[ 0.5 - 0.094 \frac{D}{H} \right] H \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.2.1-2)}$$

$$X_i = 1,88 \quad \text{m}$$

$$D/H \geq 1.3333$$

$$X_{is} = 0.375 \left[ 1.0 + 1.333 \left( \frac{0.866 \frac{D}{H}}{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)} \right) \right] H \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.2.2-1)}$$

$$D/H < 1.3333$$

$$X_{is} = \left[ 0.500 + 0.060 \frac{D}{H} \right] H \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.2.2-2)}$$

$$X_{is} = 3,30 \quad \text{m}$$

### 2.3.- MASA CONVECTIVA Y PUNTO DE APLICACIÓN

$$W_c = 0,230 \frac{D}{H} \tanh\left(\frac{3,67H}{D}\right) W_p \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.1-3)}$$

$$W_c = 90624,71 \quad \text{kg}$$

$$\text{API 650-2013 (E.6.1.2.1-3)}$$

$$X_c = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67H}{D}\right) - 1}{\frac{3,67H}{D} \sinh\left(\frac{3,67H}{D}\right)} \right] H$$

$$X_c = 3,22 \quad \text{m}$$

$$X_{cs} = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67H}{D}\right) - 1.937}{\frac{3,67H}{D} \sinh\left(\frac{3,67H}{D}\right)} \right] H \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.2.2-3)}$$

$$X_{cs} = 3,64 \quad \text{m}$$

## 2.4.- CÁLCULO DEL CORTE BASAL

$$V_i = A_i (W_i + W_r + W_f + W_s) \quad \text{API 650-2013 (E.6.1-2)}$$

$$V_i = 47,07 \quad \text{t}$$

$$V_c = A_c W_c \quad \text{API 650-2013 (E.6.1-3)}$$

$$V_c = 13,84 \quad \text{t}$$

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1-1)}$$

$$V = 49,06 \quad \text{t}$$

## FUERZA VERTICAL

$$A_v = 0.47 S_{D_s} \quad \text{API 650-2013 (E.4.6-3)}$$

$$A_v = 0,31 \quad \text{m/s}^2$$

$$F_v = \pm A_v W_{eff} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1-3)}$$

$$F_v = 84,17 \quad \text{t}$$

## 2.5.-MOMENTOS VOLCANTE EN LA PARED

$$M_{rw} = \sqrt{[A_i (W_i X_i + W_s X_s + W_r X_r)]^2 + [A_c (W_c X_c)]^2} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.5-1)}$$

$$M_{rw} = 106,85 \quad \text{t m}$$

## 2.6.-MOMENTOS VOLCANTE EN EL FONDO

$$M_s = \sqrt{[A_i (W_i W_{is} + W_s X_s + W_r X_r)]^2 + [A_c (W_c X_{cs})]^2} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.5-2)}$$

$$M_s = 165,58 \quad \text{t m}$$

## 3.- RESISTENCIA A LAS CARGAS DE DISEÑO

### 3.1.- RESISTENCIA AL MOMENTO VOLCANTE EN LA BASE DE LA PARED (ANCLAJE)

$$G_e = G(1 - 0.4 A_v)$$

$$G_e = 0,87$$

$$W_a = 99 t_a \sqrt{f_y H G_e} \leq 201.1 H D G_e \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.1-1a)}$$

$$W_a = 2002,29 > 717,16 \quad \text{kg/m} \rightarrow W_a = 717,16 \quad \text{kg/m}$$

$$W_{rs} = \% W_r W_r = 7536,81 \quad \text{kg}$$

$$W_{rs} = \frac{W_{rs}}{\pi D} = 299,88 \quad \text{kg/m}$$

$$W_t = \left[ \frac{W_s}{\pi D} + W_{rs} \right] \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.1.1-2)}$$

$$W_t = 571,88 \quad \text{kg/m}$$

$$W_{int} = \frac{W_p}{\pi D}$$

$$W_{int} = 0,00 \quad \text{kg/m}$$

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2 [W_t (1 - 0.4 A_v) + W_a - 0.4 W_{int}]} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.1.1-1)}$$

$$J = 1,37$$



El tanque es auto-anclado y satisface los esfuerzos de compresión

### 3.1.1.- PLACA ANULAR

$$t_a = 6,00 \quad \text{mm} \quad L = 0.01723 t_a \sqrt{F_y / (H G_e)} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.1.2-1a)}$$

$$t_{s1} = 6,00 \quad \text{mm} \quad L_{cal} = 781,75 \quad \text{mm}$$

$$t_a \geq t_{s1} \quad \text{Error}$$

$$L_{cal} < L, \text{ Ok}$$

### 3.1.2.- ANCLAJE MÍNIMO

$$W2 = W_r + W_s = 14372,97 \text{ kg}$$

$$U = \left( \frac{4Ms}{D} \right) - W2 \quad \text{API 650-2013 (API 5.12.7)}$$

$$U = 68416,84 \text{ kg}$$

$$t_b = \frac{U}{\#A} = 2736,67 \text{ kg}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 t_b}{\pi 0,8 f_y}} = 13,07 \text{ mm}$$

$$\#A \text{ min} = 6,00 \text{ u}$$

$$S = 1,01 \text{ m}$$

$$S \text{ max} = 1,80 \text{ m}$$

### 3.2.- TANQUE MECÁNICAMENTE ANCLADO

El tanque es auto-anclado y satisface los esfuerzos de compresion

$$W_{AB} = \left( \frac{1,273 M_{rw}}{D^2} - W_t (1 - 0,4A_v) \right) \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.2.-1)}$$

$$W_{AB} = -- \text{ kg/m}$$

$$P_{AB} = W_{AB} \left( \frac{\pi D}{n_A} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.1.2.-2)}$$

$$P_{AB} = -- \text{ kg}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 P_{AB}}{\pi 0,8 f_y}} = -- \text{ mm}$$

### 3.3.- ESFUERZO LONGITUDINAL DE COMPRESIÓN EN LA BASE DE LA PARED DEL TANQUE

TANQUES AUTO-ANCLADOS

$$J > 0,785$$

$$\sigma_c = \left( W_t (1 + 0,4A_v) + \frac{1,273 M_{rw}}{D^2} \right) \frac{1}{1000 t_s} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.2.1-1a)}$$

$$J < 0,785$$

$$\sigma_c = \left( \frac{W_t (1 + 0,4A_v) + W_a}{0,607 - 0,18667 [J]^{2,3}} - W_a \right) \frac{1}{1000 t_s} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.2.1-2a)}$$

TANQUES MECÁNICAMENTE ANCLADOS

$$\sigma_c = \left( W_t (1 + 0,4A_v) + \frac{1,273 M_{rw}}{D^2} \right) \frac{1}{1000 t_s} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.2.2-1a)}$$

ts 6,00 mm  
σc 90,69 kg/cm2

### 3.4.- ESFUERZO ADMISIBLE LONGITUDINAL DE COMPRESIÓN EN LA BASE DE LA PARED DEL TANQUE

$$ts = 6,00 \text{ mm}$$

$$GHD^2/t^2 = 8,89$$

$$GHD^2/t^2 \geq 44$$

$$F_c = 83 t_s / D \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.2.3-1a)}$$

$$GHD^2/t^2 < 44$$

$$F_c = 83 t_s / (2,5D) + 7,5 \sqrt{(GH)} < 0,5 F_{ty} \quad \text{API 650-2013 (E.6.2.2.3-2a)}$$

Fc	424,78	kg/cm2	$\left\{ \begin{array}{l} > \sigma_c \\ \leq 0,5 F_{ty} \\ \leq S_d \end{array} \right.$	90,69	kg/cm2	Ok
				1274,21	kg/cm2	Ok
				1630,99	kg/cm2	Ok

#### 4.- BORDE LIBRE

Para SUG I y II,

$$\text{Cuando } T_C \leq 4 \quad A_f = 2.5 K Q F_a S_o I \left( \frac{T_s}{T_C} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.7.2-2)}$$

$$\text{Cuando } T_C > 4 \quad A_f = 2.5 K Q F_a S_o I \left( \frac{T_s}{T_C^2} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.7.2-3)}$$

Para SUG III,

$$\text{Cuando } T_C \leq T_L \quad A_f = 2.5 K Q F_a S_o \left( \frac{T_s}{T_C} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.7.2-4)}$$

$$\text{Cuando } T_C > T_L \quad A_f = 2.5 K Q F_a S_o I \left( \frac{T_s T_L}{T_C^2} \right) \quad \text{API 650-2013 (E.7.2-5)}$$

$$A_f = 0,27$$

$$\delta_s = 0,42 D A_f \quad \text{API 650-2013 (E.7.2-1)}$$

$$\delta_s = 0,92 \text{ m}$$

#### 5.- ESTABILIDAD DEL TANQUE CON LA CIMENTACIÓN

##### 5.1.- RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$V_s = \mu (W_s + W_r + W_f + W_p) (1.0 - 0.4 A_v) \quad \text{API 650-2013 (E.7.6-1)}$$

$$V_s = 58,71 \text{ t}$$

$$V = 49,06 \text{ t}$$

Resiste al deslizamiento

#### 6.- DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE

$$C_a = 0 \text{ mm} \quad S_d = 1630,99 \text{ kg/cm}^2 \quad t_u = 6 \text{ mm} \quad X_s = 2,75 \text{ m}$$

$$D/H \geq 1.333:$$

$$N_i = 8.48 A_i G D H \left[ \frac{Y}{H} - 0.5 \left( \frac{Y}{H} \right)^2 \right] \tanh(0.866 \frac{D}{H}) \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.4-1a)}$$

$$D/H < 1.333 \text{ and } Y < 0.75D:$$

$$N_i = 5.22 A_i G D^2 \left[ \frac{Y}{0.75D} - 0.5 \left( \frac{Y}{0.75D} \right)^2 \right] \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.4-2a)}$$

$$D/H < 1.333 \text{ and } Y \geq 0.75D:$$

$$N_i = 2.6 A_i G D^2 \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.4-3a)}$$

$$N_c = \frac{1.85 A_c G D^2 \cosh \left[ \frac{3.68(H-Y)}{D} \right]}{\cosh \left[ \frac{3.68H}{D} \right]} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.4-4a)}$$

$$\sigma_T = 1,33(\sigma_h \pm \sigma_s) = 1,33 \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_e^2 + (A_v N_h / 2.5)^2}}{t} \quad \text{API 650-2013 (E.6.1.4-4a)}$$

##### 6.1.- ESFUERZOS ADMISIBLES

$$\sigma_{adm1} = 0,9 f_y E_j = 2064,22 \text{ kg/cm}^2$$

DISEÑO SÍSMICO DE LAS PAREDES DEL TANQUE								
DATOS					FUERZAS DE DISEÑO			
# Anillo	Altura Anillo (mm)	Espesor Anillo sin corrosión t (mm)	Peso del Anillo (kg)	Altura Acumulada (m)	Fuerza Impulsiva Ni (kg/mm)	Fuerza Convectiva Nc (kg/mm)	Fuerza Hidrostática Nh (kg/mm)	σT (Kg/cm2)
Fondo	1220	6	1444,18	1,22	4,05	0,37	18,80	575,35
2	1220	6	1444,18	2,44	3,81	0,43	13,91	437,10
3	1221	6	1445,36	3,66	3,09	0,62	9,03	293,97
4	1222	6	1446,55	4,88	1,88	1,02	4,14	147,22
5	617	6	730,38	5,50	0,19	1,75	0,00	38,99
6	-	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-	-	-
23	-	-	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-	-	-
26	-	-	-	-	-	-	-	-
27	-	-	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-	-	-
31	-	-	-	-	-	-	-	-
32	-	-	-	-	-	-	-	-
H	5500,00	Ws (kg)	6510,64					

### 5.2.3 Diseño de la Cimentación

#### 5.2.3.1 Anillo de Cimentación Sin Anclajes

## DISEÑO DE UN ANILLO DE CIMENTACIÓN DE UN TANQUE CIRCULAR DE ACERO CON ANCLAJES

INFORMACIÓN DEL LÍQUIDO CONTENIDO		INFORMACIÓN DEL TANQUE	
$\gamma_L$	1,00 t/m <sup>3</sup>	D	8,00 m
H	5,00 m	Ws	6,84 t
INFORMACIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN		Wr	7,54 t
$q_{adm}$	15,00 t/m <sup>2</sup>	Ms	165,58 t
$\mu$	0,50	V	49,06 t
INFORMACIÓN DEL RELLENO		INFORMACIÓN DE LOS MATERIALES	
$\gamma_R$	1,80 t/m <sup>3</sup>	f'c	240,00 kg/cm <sup>2</sup>
$\phi$	30,00 °	f <sub>y</sub>	4200,00 kg/cm <sup>2</sup>
INFORMACIÓN DEL ANILLO DE CIMENTACIÓN		$\gamma_c$	2,50 t/m <sup>3</sup>
h	1,00 m	$Rec_{var}$	7,50 cm
t	1,50 m	$\phi_{var}$	22 mm
Fc	1,50	ESTABILIDAD DEL TANQUE	
		$FS_{DESL}$	2,50
		$FS_{VOLC}$	2,50

### 1- CÁLCULO DEL ANCHO DEL ANILLO DE CIMENTACIÓN

$$W = \frac{Ws + Wr}{\pi D} = 0,57 \text{ t/m}$$

$$t = \frac{2W}{[\gamma_L H_L - h(\gamma_c - \gamma_s)]} = 0,32 \text{ m}$$

$$t \geq 0,30 \text{ m}$$

}

$$t = 0,32 \text{ m}$$

### 2- CÁLCULO DE LA ALTURA DEL ANILLO DE CIMENTACIÓN

$$ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0,33$$

$$q = \gamma_L H = 5,00 \text{ t/m}$$

$$P1 = q + W = 5,57 \text{ t/m}$$

$$Sc = P1 Ka = 1,86 \text{ t/m}$$

$$Er = \gamma_R h Ka = 0,60 \text{ t/m}$$

$$MA = Er \frac{1}{3} h + Sc \frac{1}{2} h + \frac{Ms}{\pi D} = 7,72 \text{ tm}$$

$$MU = FC * MA = 11,58 \text{ tm}$$

$$\beta1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right) \quad 0,02$$

$$\rho = 0,5 \rho_b \quad 0,01$$

$$R_U = \rho f_y \left( 1 - \frac{\rho f_y}{1,7 f'_c} \right) \quad 34,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \quad 0,90$$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{\phi R_U h}} \quad 0,19 \text{ m}$$

$$h_{calc} = d + \text{REC} + \frac{\phi_{var}}{2} = \quad \mathbf{0,28 \text{ m}}$$

### 3.- CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO

#### 3.1.- ACERO LONGITUDINAL

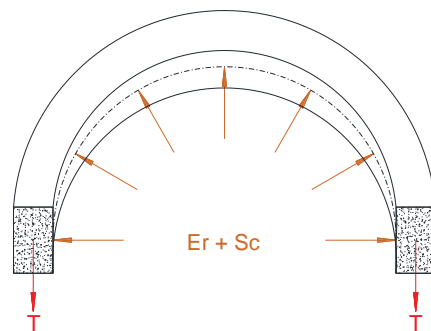
$$T_U = \frac{1}{2} (E_r + S_c) D F_c \quad 14,74 \quad \text{t}$$

$$\phi \quad 0,90$$

$$A_s = \frac{T_U}{\phi f_y} \quad \mathbf{3,90} \quad \text{cm}^2$$

#### 3.2.- ACERO TRANSVERSAL

$$A_e = 0,0015 t h \quad \mathbf{22,50} \quad \text{cm}^2$$



### 4.- ESTABILIDAD DEL TANQUE

#### 4.1.- FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$W_T = W_r + W_s + W_p + W_c \quad 359,95 \quad \text{t}$$

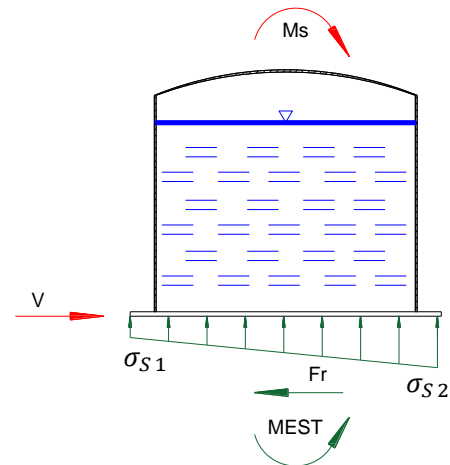
$$F_r = \mu W_T \quad 179,97 \quad \text{t}$$

$$FS_{DES} = \frac{F_r}{V} \quad \mathbf{3,67}$$

#### 4.2.- FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$$M_{EST} = W_T \frac{D}{\gamma} \quad 1439,79 \quad \text{t}$$

$$FS_{VOL} = \frac{M_{EST}}{M_s} \quad \mathbf{8,70}$$



#### 4.3.- ESFUERZOS EN EL SUELO DEBAJO DEL ANILLO

$$I = \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D+t}{2} \right)^4 - \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D}{2} \right)^4 \quad 198,76 \quad \text{m}^4$$

$$C = \frac{(D+t)}{2} \quad 4,75 \quad \text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{1}{t} \left[ w + \frac{1}{2} t \gamma_L H + h t \gamma_c \right] \pm \frac{M_s C}{I} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s1} = \mathbf{1,42 \text{ t/m}^2} \\ \sigma_{s2} = \mathbf{9,34 \text{ t/m}^2} \end{array} \right.$$

### 5.2.3.2 Anillo de Cimentación Con Anclajes

## DISEÑO DE UN ANILLO DE CIMENTACIÓN DE UN TANQUE CIRCULAR DE ACERO CON ANCLAJES

### INFORMACIÓN DEL LIQUIDO CONTENIDO

$\gamma_L$	1,00 t/m <sup>3</sup>
$H$	5,00 m

### INFORMACIÓN DEL SUELO DE CIMENTACION

$q_{adm}$	15,00 t/m <sup>2</sup>
$\mu$	0,50
$\gamma_{sn}$	1,80 t/m <sup>3</sup>

### INFORMACIÓN DEL RELLENO

$\gamma_R$	1,80 t/m <sup>3</sup>
$\phi$	30 °

### INFORMACIÓN DEL ANILLO DE CIMENTACION

$h_1$	0,50 m
$h$	1,00 m
$t$	0,50 m
$b$	0,30 m
$tb$	1,50 m
$F_c$	1,50 m

### INFORMACIÓN DEL TANQUE

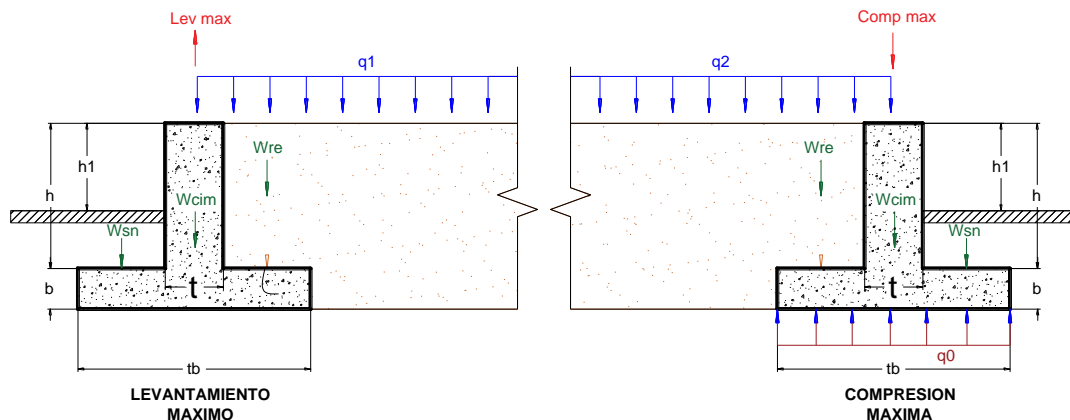
$D$	8,00 m
$W_s$	6,84 t
$W_r$	7,54 t
$M_s$	165,58 t
$V$	49,06 t
$W_{AB}$	6,00 t/m
$hc$	0,92 m

### INFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

$f'_c$	210,00 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200,00 kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	2,50 t/m <sup>3</sup>

### ESTABILIDAD DEL TANQUE

$FS_{DESL}$	2,50
$FS_{VOLC}$	2,50



### 1.- CONDICIÓN LEVANTAMIENTO MÁXIMO

$$Lev_{MAX} = W_{AB} - \frac{W_r + W_s}{\pi D} \quad 5,43 \text{ t/m}$$

$$W_{cim} = (t h + b tb) \gamma_c \quad 2,38 \text{ t/m}$$

$$W_{sn} = \frac{(tb-t)(h-h_1)}{2} \gamma_{sn} \quad 0,45 \text{ t/m}$$

$$W_{re} = \frac{(tb-t)h}{2} \gamma_r \quad 0,90 \text{ t/m}$$

$$q_1 = \gamma_L (H - hc) \frac{tb}{2} \quad 3,06 \text{ t/m}$$

$$F_{RES} = W_{cim} + W_{sn} + W_{re} + q \quad 6,79 \text{ t/m}$$

Fres > Lev max ok



## 2.- CONDICIÓN COMPRESIÓN MÁXIMA

$$Comp_{MAX} = W_{AB} + \frac{W_r + W_s}{\pi D} \quad 6,57 \text{ t/m}$$

$$q_2 = \gamma_L (H + hc) \frac{tb}{2} \quad 4,44 \text{ t/m}$$

$$q_0 = W_{cim} + W_{sn} + W_{re} + q_2 + C_{ompMAX} \quad 14,74 \text{ t/m}$$

PRESIÓN DE CONTACTO CON EL SUELO

$$q_0 = \frac{Comp_{MAX}}{1 \text{ th}} \quad \mathbf{9,82} \text{ t/m}^2$$

### 2.1.- ACERO DE REFUERZO INFERIOR DE LA CIMENTACIÓN

$$M_u = \left( q_0 \frac{tb}{2} \right) \frac{tb}{4} F_c = \quad 4,14 \quad \text{tm}$$

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right] \quad \phi = \quad 0,9$$

$$A_s = \quad \mathbf{3,12} \text{ cm}^2$$

## 3.- CONDICIÓN CARGA ESTÁTICA

$$w = \frac{W_s + W_r}{\pi D} \quad 0,57 \text{ t/m}$$

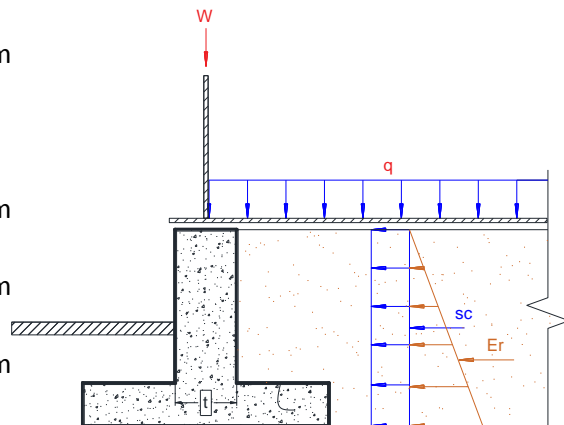
$$ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad 0,33$$

$$q = \gamma_L H \quad 5,00 \text{ t/m}$$

$$P = \gamma_L H + w \quad 5,57 \text{ t/m}$$

$$S_c = P Ka \quad 1,86 \text{ t/m}$$

$$Er = \gamma_R (h + b) Ka \quad 0,78 \text{ t/m}$$



## 2.- CÁLCULO DE TENSIÓN EN EL ANILLO

### 2.1.- ACERO LONGITUDINAL

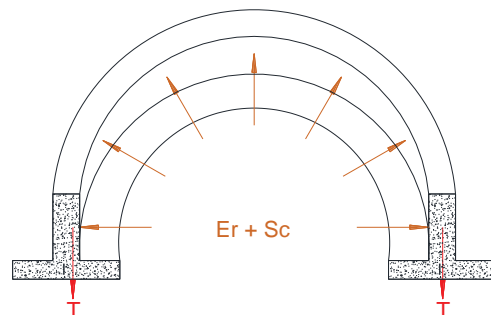
$$T_U = \frac{1}{2} (Er + S_c) D F_c \quad 15,82 \quad \text{t}$$

$$\phi \quad 0,90$$

$$A_s = \frac{T_U}{\phi f_y} \quad \mathbf{4,19} \text{ cm}^2$$

### 2.2.- ACERO TRANSVERSAL

$$A_e = 0,0015 t h \quad 7,50 \text{ cm}^2$$



### 3.- ESTABILIDAD DEL TANQUE

#### 3.1.- FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$W_T = W_r + W_s + W_p + W_c + W_{sn} + W_{re} \quad 335,97 \quad t$$

$$Fr = \mu W_T \quad 167,98 \quad t$$

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V} \quad \mathbf{3,42}$$

#### 3.2.- FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$$M_{EST} = W_T \frac{D}{2} \quad 1343,86 \quad t$$

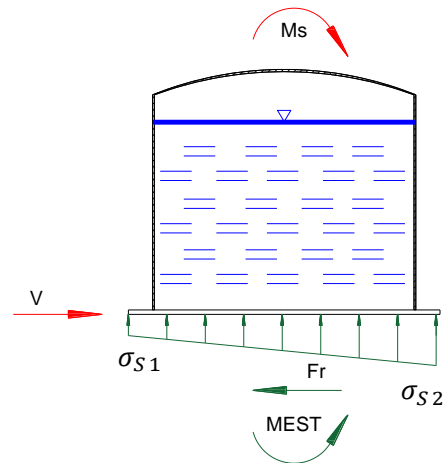
$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_{OV}} = \quad \mathbf{8,12}$$

#### 3.3.- ESFUERZOS EN EL SUELO DEBAJO DEL ANILLO

$$I = \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D+t}{2} \right)^4 - \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D}{2} \right)^4 \quad 198,76 \quad m^4$$

$$C = \frac{(D+t)}{2} \quad 4,75 \quad m$$

$$\sigma_s = \frac{1}{t} \left[ w + \frac{1}{2} t \gamma_L H + h t \gamma_c \right] \pm \frac{M_S C}{I} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s1} = \mathbf{1,42} \quad t/m^2 \\ \sigma_{s2} = \mathbf{9,34} \quad t/m^2 \end{array} \right.$$



### 5.2.3.3 Losa de Cimentación

#### DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN DE UN TANQUE CIRCULAR DE ACERO CON ANCLAJES

##### INFORMACIÓN DEL LÍQUIDO CONTENIDO

$\gamma_L$	1,00 t/m <sup>3</sup>
$H$	5,00 m

##### INFORMACIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

$q_{adm}$	15,00 t/m <sup>2</sup>
$\mu$	0,50

##### INFORMACIÓN DEL TANQUE

$D$	8,00 m
$W_s$	6,84 t
$W_r$	7,54 t
$M_s$	165,58 tm
$V$	49,06 t
$h_c$	0,92 m

##### INFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

$f'_c$	210,00 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200,00 kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	2,20 t/m <sup>3</sup>
$FC_{viva}$	1,60
$FC_{muerta}$	1,20
$FC_{sismo}$	1,00
$Rec_{varlosa}$	7,50 cm
$\emptyset_{varlosa}$	22 mm

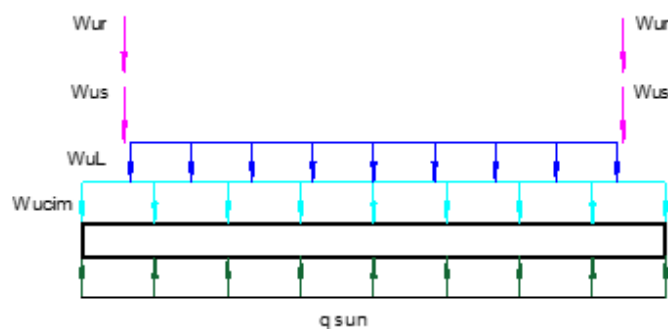
##### ESTABILIDAD DEL TANQUE

$FS_{DESL}$	2,50
$FS_{VOLC}$	2,50

##### INFORMACIÓN DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

$D_{cim}$	8,00 m
$h$	0,50 m

#### 1.- ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN



$$W_{u_{r1}} = FC_{muerta} W_r = 9,04 \text{ t}$$

$$W_{u_{s1}} = FC_{muerta} W_s = 8,20 \text{ t}$$

$$W_{u_{cim1}} = FC_{muerta} W_{cim} = 66,35 \text{ t}$$

$$W_{u_{L1}} = FC_{viva} W_L = 402,12 \text{ t}$$

$$R = 485,72 \text{ t}$$

$$A_L = \pi \frac{D^2}{4} = 50,27 \text{ m}^2$$

$$A_T = \pi \frac{D_{cim}^2}{4} = 50,27 \text{ m}^2$$

$$q_{sun1} = \frac{R}{A_T} = 9,66 \text{ t/m}^2$$

### 1.1.- EQUILIBRIO DE FUERZAS ACTUANTES EN UNA FRANJA DE UN METRO

$$\Sigma F_y = 0$$

$$2 \frac{Wu_r + Wu_s}{\pi D} + \frac{Wu_L}{A_L} D + \frac{Wu_{cim}}{A_T} D_{cim} = q_{sun} D_{cir}$$

	75,93	=	77,31
Factor de ajuste:	$f_{ajus}$	=	1,02
	77,31	=	77,31

### 1.2.- CARGAS AJUSTADAS

$$q_{sun} = q_{sun} \cdot f_{ajus} = 9,66 \text{ t/m}$$

$$Wu_r = Wu_r \cdot f_{ajus} = 9,21 \text{ t}$$

$$Wu_s = Wu_s \cdot f_{ajus} = 8,35 \text{ t}$$

$$Wu_{cim} = Wu_{cim} \cdot f_{ajus} = 67,55 \text{ t}$$

$$Wu_L = Wu_L \cdot f_{ajus} = 409,39 \text{ t}$$

$$W_1 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} - \frac{Wu_L}{A_L} = 0,17 \text{ t/m}$$

$$W_2 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} = 8,32 \text{ t/m}$$

$$Wu_w = \frac{Wu_s + Wu_r}{\pi D} = 0,69 \text{ t}$$

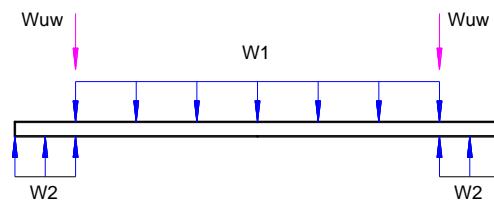
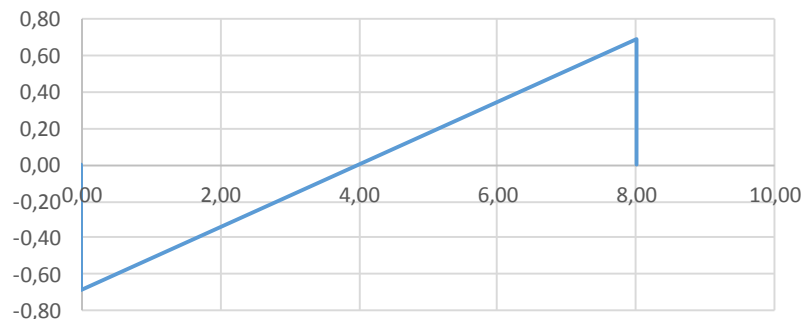
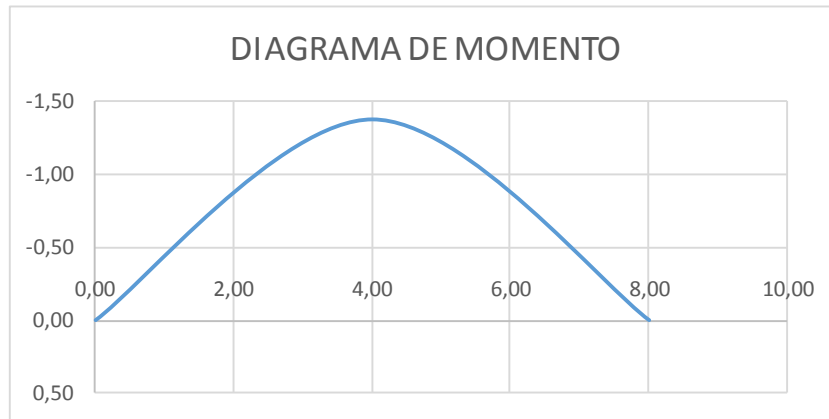


DIAGRAMA DE CORTE





## 2.- DISEÑO DEL ESPESOR DE LA CIMENTACIÓN

### \* POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 0,69 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_{Est} d = 57,60 \text{ d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$d = 0,01 \text{ m}$$

$$d = 0,07 \text{ m}$$

### \* POR MOMENTO

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c b_{Est}}} = 0,07 \text{ m}$$

$$\mu = 0,1448$$

$$t_{calc} = d + \text{REC} + \frac{\phi_{var}}{2} = 0,15 \text{ m}$$

$$d_{DATO} = h_{losa} - \text{REC} - \frac{\phi_{var}}{2} = 0,59 \text{ m}$$

## 3.- DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

$$\phi = 0,9$$

$$A_{smin} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

El mayor

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Mu t m	d m	As <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>esc</sub> cm <sup>2</sup> /m
1,37	0,59	0,62	16,18	94,15	18,00

#### 4.- ESTABILIDAD DEL TANQUE

##### 4.1.- FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$W_T = W_L + W_W + W_R + W_C = 485,72 \text{ t}$$

$$Fr = \mu W_T = 242,86 \text{ t}$$

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V} = 4,95$$

##### 4.2.- FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$$M_{EST} = W_T \frac{D_{cim}}{2} = 1942,89 \text{ tm}$$

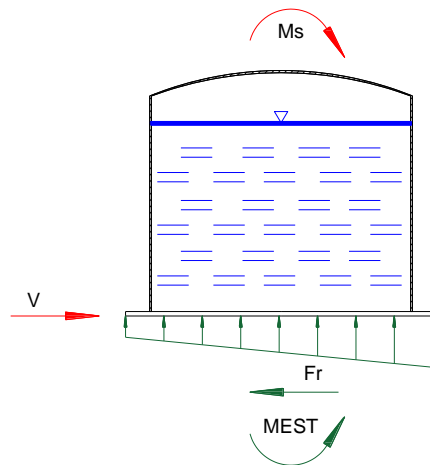
$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_s} = 11,73$$

##### 4.3.- ESFUERZOS EN EL SUELO

$$I = \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D_{cim}}{2} \right)^4 = 201,06 \text{ m}^4$$

$$C = \frac{D_{cim}}{2} = 4,00 \text{ m}$$

$$\sigma_{S Y} = \frac{W_T}{A_T} \pm \frac{M_S C}{I} \begin{cases} \sigma_{S Y1} = \frac{W_T}{A_T} + \frac{M_S C}{I} = 12,96 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{S Y2} = \frac{W_T}{A_T} - \frac{M_S C}{I} = 6,37 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$



#### 5.2.3.4 Uso de pilotes

### DISEÑO DE PILOTES DE UN TANQUE CIRCULAR SUPERFICIAL DE HORMIGÓN

#### INFORMACIÓN DE LOS MATERIALES DEL PILOTE

$f'_c$  240,00 kg/cm<sup>2</sup>

$D_{pil}$  0,50 m

$Rec_{varpilote}$  7,50 cm

$\phi_{varpilote}$  20 mm

# de Pilotes 12

#### DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN DEL TANQUE

$D_{cim}$  10,20 m

$D_{tan}$  8,00 m

$h_{cim}$  0,60 m

$\gamma_c$  2,50 t/m<sup>3</sup>

$$L_{cim} = L + 2C + 2E$$

#### INFORMACIÓN DEL TANQUE

$W_s$  6,84 t

$W_r$  7,54 t

$W_{cim}$  122,57 t

$W_p$  251,33 t

$M_v$  165,58 tm

$V$  49,06 t

$$W_T = W_L + W_W + W_R + W_C = 388,27 \text{ t}$$

#### FUERZA DE DISEÑO DEL PILOTE

$$F_{Mv} = \frac{Mv}{D_{cim} - D_{pil}} = 17,07 \text{ t}$$

$$q_{pil} = \frac{W_t + F_{Mv}}{\# pil} = 33,78 \text{ t}$$

#### DIMENSIONAMIENTO DEL PILOTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 49,06 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \frac{\sqrt{f'_c} \pi d^2}{\# pil} =$$

$$580,38 D^2$$

$$\phi = 0,75$$

$$d = 0,29 \text{ m}$$

$$D_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2} = 0,38 \text{ m}$$

## 5.3 TANQUES DE HORMIGÓN

### 5.3.1 Tanque Rectangular de Hormigón

#### 5.3.1.1 Análisis sísmico del tanque

### ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DE LAS PAREDES DE UN TANQUE RECTANGULAR SUPERFICIAL DE HORMIGÓN CON CUBIERTA

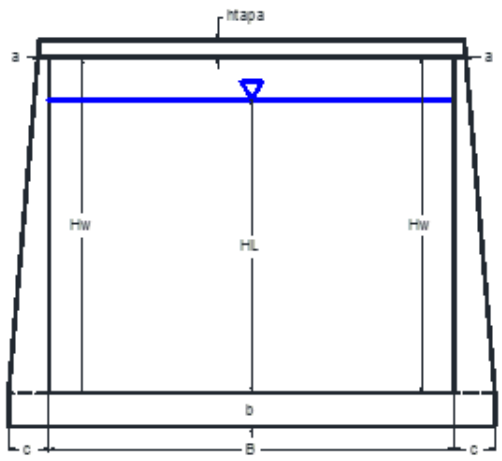
INFORMACIÓN DEL LIQUIDO ALMACENADO		INFORMACIÓN DE LOS MATERIALES	
$\gamma_L$	1,00 t/m <sup>3</sup>	$f'_c$	240,00 kg/cm <sup>2</sup>
$H_L$	5,00 m	$f_y$	4200,00 kg/cm <sup>2</sup>
INFORMACIÓN SÍSMICA DEL SUELO		$Rec_{varpantalla}$	2,50 cm
TIPO DE SUELO	C	$\emptyset_{varpantalla}$	20 mm
Z	0,40	$Rec_{vartapa}$	2,50 cm
INFORMACION DEL TANQUE		$\emptyset_{vartapa}$	20 mm
B	5,00 m	$\gamma_c$	2,5 t/m <sup>3</sup>
L	10,00 m		
$Vol = B L H_L$	250,00 m <sup>3</sup>		
$H_W$	5,50 m		
CUBIERTA			
$h_{tapa}$	0,25 m		
$W_{viva}$	100,00 kg/m <sup>2</sup>		
$W_{granizo}$	100,00 kg/m <sup>2</sup>		
USO DEL TANQUE		I	
II Tanques que deben ser funcionales después de un terremoto o son parte de líneas de vida		1,25	
FATOR DE RESPUESTA ( R )		$R_c$	$R_i$
Tanques anclados, flexibles en la base		1,00	3,25


#### 1.- PREDIMENSIONAMIENTO RECOMENDADO

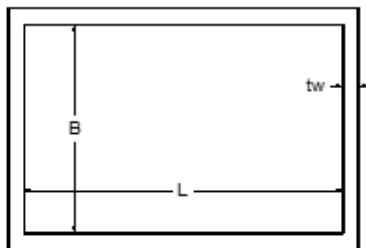
a	0,30 m	$a \geq 0.30$ m	<div style="font-size: 2em;">}</div> <b>CAP 13.9 DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO</b>
c	0,60 m	$b_{min} \geq 0.016 L \geq 0.30$ m	
b	0,60 m	$b = 0.07h - 0.10h$	
m	0,055	$c = 0.05h - 0.12h$	
$b_{Est}$	1,00 m		
tw	0,45 m		




SISMO EN X





SISMO EN Y



266



## 2.- CÁLCULO DE LOS PESOS ACTUANTES

### 2.1.- CÁLCULO DE LA MASA IMPULSIVA Y CONVECTIVA DEL LIQUIDO

$$\begin{aligned}
 W_L &= \gamma_L Vol = & 250,00 \text{ t} \\
 W'_{wx} &= \gamma_c H_W t_W (L + c) = & 65,59 \text{ t} \\
 W'_{wy} &= \gamma_c H_W t_W (B + c) = & 34,65 \text{ t} \\
 W_W &= 2(W'_{wx} + W'_{wy}) = & 200,48 \text{ t} \\
 W_r &= B L (\gamma_c h_{tapa}) = & 31,25 \text{ t}
 \end{aligned}$$

#### MASA IMPULSIVA

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)} = 0,54 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-1)}$$

$$W_i = 135,58 \text{ t}$$

#### MASA CONVECTIVA

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \frac{L}{H_L} \tanh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right] = 0,49 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-2)}$$

$$W_c = 121,26 \text{ t}$$

### 2.2.- CENTROS DE GRAVEDAD DE LA MASA IMPULSIVA Y CONVECTIVA

#### 2.2.1.- CENTROS DE GRAVEDAD EXCLUYENDO LA PRESIÓN DEL SUELO

$$\frac{L}{H_L} < 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \frac{L}{H_L} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-3)} \quad \left. \begin{array}{l} \text{BRAZO DE PALANCA IMPULSIVA} \\ \frac{h_i}{H_L} = 0,375 \end{array} \right\}$$

$$\frac{L}{H_L} \geq 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-4)} \quad \left. \begin{array}{l} h_i = 1,88 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right] - 1}{3.16 \frac{H_L}{L} \sinh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right]} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-4)} \quad \left. \begin{array}{l} \text{BRAZO DE PALANCA CONVECTIVO} \\ h_c = 2,92 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 0,583$$

#### 2.2.2.- CENTROS DE GRAVEDAD INCLUYENDO LA PRESIÓN DEL SUELO

$$\frac{L}{H_L} < 0.75$$

$$\frac{h'_i}{H_L} = 0.45 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-6)}$$

$$\frac{L}{H_L} \geq 0.75$$

$$\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866 \frac{L}{H_L}}{2 \tanh\left[0.866 \frac{L}{H_L}\right]} - \frac{1}{8} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-7)} \quad \left. \begin{array}{l} \frac{h'_i}{H_L} = 0,797 \\ h'_i = 3,98 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right] - 2.01}{3.16 \frac{H_L}{L} \sinh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right]} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-8)} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} h'_c = 4,29 \text{ m}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 0,86$$

## 2.3.- PROPIEDADES DINÁMICAS DEL TANQUE

### 2.3.1.- PERIODO IMPULSIVO Y CONVECTIVO DEL TANQUE

$$Ec = 14100 \sqrt{f'c} = 2184362,61 \text{ t/m}^2 \quad \text{NEC-SE-HM (3.3.3)}$$

$$m_w = H_w \frac{t_w}{10^3} (\gamma_c) = 6,19 \text{ t/m} \quad \text{ACI 350.3-06 (9.2.4)}$$

$$m_i = \frac{W_i}{W_L} \frac{L}{2} H_L (\gamma_L) = 13,56 \text{ t/m} \quad \text{ACI 350.3-06 (9.2.4)}$$

$$h_w = 0.5 H_w = 2,75 \text{ m} \quad \text{ACI 350.3-06 (9.2.4)}$$

$$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)} = 2,15 \text{ m} \quad \text{ACI 350.3-06 (9.2.4)}$$

$$k = \frac{Ec}{4} \left( \frac{t_w}{h} \right)^3 = 5012,75 \text{ t/m}^2 \quad \text{ACI 350.3-06 (9.2.4)}$$

$$m = m_w + m_i = 19,75 \text{ t/m} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-10)}$$

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k}{m}} = 156,31 \text{ rad/s} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-9)}$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 0,04 \text{ s} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-11)}$$

$$\lambda = \sqrt{3.16 g \tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right)} = 5,34 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-13)}$$

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} = 1,69 \text{ rad/s} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-12)}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = 3,72 \text{ s} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-14)}$$

### 2.3.2.- COEFICIENTES SÍSMICOS DE RESPUESTA

#### ESPECTRO DE RESPUESTA

$$S_P = Z = 0,40$$

$$S_S = 2.5 S_P = 1,00 \quad \text{API 650-2013 (E.4.3.-1)}$$

$$S_1 = 1.25 S_P = 0,50 \quad \text{API 650-2013 (E.4.3.-2)}$$

$$F_a = 1,00 \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-1)}$$

$$F_v = 1,30 \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-2)}$$

$$S_{MS} = F_a S_S = 1,00 \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-1)}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 0,65 \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-2)}$$

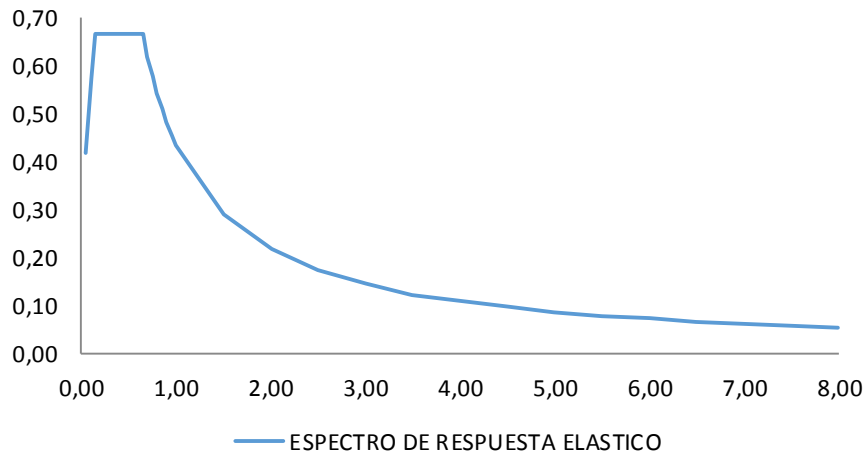
$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 0,67 \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-3)}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0,43 \quad \text{ASCE 7-10 (11.4-4)}$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad 0,13 \text{ s} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4.5)}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad 0,65 \text{ s} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4.5)}$$

$$T_L = \quad 4,00 \text{ s} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4.5)}$$



#### COEFICIENTE IMPULSIVO

$$\begin{aligned} T_i &\leq T_S \\ C_i &= S_{DS} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-32)} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} T_i &\leq T_S \\ C_i &= S_{DS} \end{aligned}} \right\} C_i = 0,67$$

$$\begin{aligned} T_i &> T_S \\ C_i &= \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{DS} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-33)} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} T_i &> T_S \\ C_i &= \frac{S_{D1}}{T_i} \end{aligned}} \right\}$$

#### COEFICIENTE CONVECTICO

$$\begin{aligned} T_c &\leq 1.6/T_S \\ C_c &= \frac{1.5 S_{D1}}{T_c} \leq 1.5 S_{D1} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-37)} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} T_c &\leq 1.6/T_S \\ C_c &= \frac{1.5 S_{D1}}{T_c} \end{aligned}} \right\} C_c = 0,12$$

$$\begin{aligned} T_c &> 1.6/T_S \\ C_c &= 6 \frac{0.4 S_{DS}}{T_c^2} \leq 1.5 S_{D1} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-38)} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} T_c &> 1.6/T_S \\ C_c &= 6 \frac{0.4 S_{DS}}{T_c^2} \end{aligned}} \right\}$$

#### COEFICIENTE DE MASA EFECTIVA

$$\varepsilon = \left[ 0.0151 \left( \frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left( \frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1 = 0,70 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-44)}$$

#### COEFICIENTE HIDRODINÁMICO

$$C_t = 0.4 S_{DS} = 0,27 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-40)}$$

### 3.- CARGAS SÍSMICAS DE DISEÑO

#### 3.1.- Sismo en dirección paralela al eje X

Inercia lateral total de una pared

$$P'_{WY} = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W'_{WY}}{R_i} \right]$$

$$P'_{WY} = 6,22 \text{ t}$$

Inercia lateral total debido al techo

$$P_r = C_i I \left[ \frac{W_r}{R_i} \right]$$

$$P_r = 8,01 \text{ t}$$

Fuerza total impulsiva

$$P_i = C_i I \left[ \frac{W_i}{R_i} \right]$$

$$P_i = 34,76 \text{ t}$$

Fuerza total convectiva

$$P_c = C_c I \left[ \frac{W_c}{R_c} \right]$$

$$P_c = 17,49 \text{ t}$$

Peg = 0,00

#### CORTE BASAL

$$V = \sqrt{(P_i + P'_W + P_r)^2 + P_c^2 + P_{eg}^2}$$

Vx = 52,02 t

#### 3.2.- Sismo en dirección paralela al eje Y

Inercia lateral total de una pared

$$P'_{WX} = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W'_{WX}}{R_i} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-1a)}$$

$$P'_{WX} = 11,77 \text{ t}$$

Inercia lateral total debido al techo

$$P_r = C_i I \left[ \frac{W_r}{R_i} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-2)}$$

$$P_r = 8,01 \text{ t}$$

Fuerza total impulsiva

$$P_i = C_i I \left[ \frac{W_i}{R_i} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-3)}$$

$$P_i = 34,76$$

Fuerza total convectiva

$$P_c = C_c I \left[ \frac{W_c}{R_c} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-4)}$$

$$P_c = 17,49$$

Peg = 0,00

ACI 350.3-06 (4-5)

Vy = 57,28 t

### 4.- MOMENTO FLEXIONANTE EN LA BASE

#### 4.1.- Sismo en dirección paralela al eje X

$$M_{Wx} = P_W h_w = 17,10 \text{ t m}$$

$$M_r = P_r h_r = 46,07 \text{ t m}$$

$$M_i = P_i h_i = 65,18 \text{ t m}$$

$$M_c = P_c h_c = 51,02 \text{ t m}$$

$$M_{bx} = \sqrt{(M_i + M_{wx} + M_r)^2 + M_c^2}$$

M<sub>bx</sub> = 138,12 t m

#### 4.2.- Sismo en dirección paralela al eje Y

$$M_{Wy} = P_W h_w = 32,36 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-6)}$$

$$M_r = P_r h_r = 46,07 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-7)}$$

$$M_i = P_i h_i = 65,18 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-8)}$$

$$M_c = P_c h_c = 51,02 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-9)}$$

$$M_{by} = \sqrt{(M_i + M_{wy} + M_r)^2 + M_c^2}$$

M<sub>by</sub> = 152,41 t m ACI 350.3-06 (4-10)

## 5.- MOMENTO VOLCANTE

### 5.1.- Sismo en dirección paralela al eje X

$$M'_i = P_i h'_i = 138,53 \text{ t m}$$

$$M'_c = P_c h'_c = 75,07 \text{ t m}$$

$$M_{ox} = \sqrt{(M'_i + M_{wx} + M_r)^2 + M'^2_c}$$

$$M_{ox} = 215,22 \text{ t m}$$

### 5.2.- Sismo en dirección paralela al eje Y

$$M'_i = P_i h'_i = 138,53 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-11)}$$

$$M'_c = P_c h'_c = 75,07 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-12)}$$

$$M_{oy} = \sqrt{(M'_i + M_{wy} + M_r)^2 + M'^2_c}$$

$$M_{oy} = 229,59 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-13)}$$

## 6.- DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS DINÁMICAS

### 6.1.- Sismo en dirección paralela al eje X

$$p_{wy} = \left( \frac{C_i I}{R_i} \varepsilon y c B t_w \right) / B$$

$$p_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[ 4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \frac{1}{B}$$

$$p_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left[ 4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \frac{1}{B}$$

$$b = \frac{2}{3}$$

$$\ddot{u}_V = C_t I \left( \frac{b}{R_i} \right) \geq 0.2 S_{DS}$$

$$\ddot{u}_V = 0,13$$

$$p_{vy} = \ddot{u}_v \gamma_L B \left( \frac{1}{B} \right)$$

$$p_y = \sqrt{(p_{iy} + p_{wy})^2 + p_{cy}^2 + p_{vy}^2}$$

### 6.2.- Sismo en dirección paralela al eje Y

$$p = \left( \frac{C_i I}{R_i} \varepsilon y c L t_w \right) / L \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.1)}$$

$$p_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[ 4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \frac{1}{L} \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.1)}$$

$$p_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left[ 4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \frac{1}{L} \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.1)}$$

$$b = \frac{2}{3}$$

$$\ddot{u}_V = C_t I \left( \frac{b}{R_i} \right) \geq 0.2 S_{DS} \quad \text{ACI 350.3-06 (5-15)}$$

$$\ddot{u}_V = 0,13$$

$$p_{vy} = \ddot{u}_v \gamma_L L \left( \frac{1}{L} \right) \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.1)}$$

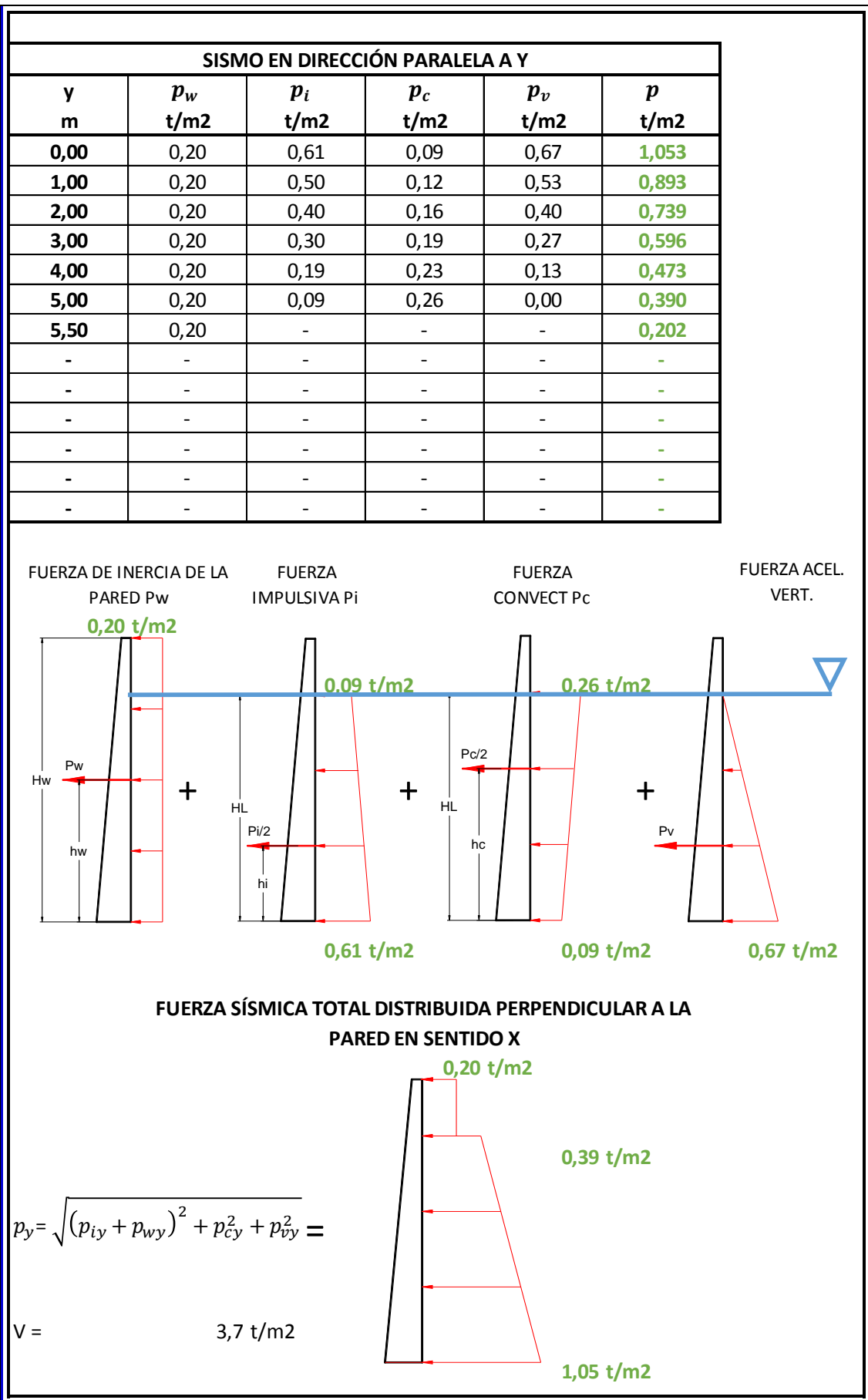
$$p_y = \sqrt{(p_{iy} + p_{wy})^2 + p_{cy}^2 + p_{vy}^2} \quad \text{ACI 350.3-06 (5-1)}$$

### 6.2.- ALTURA DE CHAPOTEO

$$d_{max} = \left( \frac{L}{2} \right) C_c I \geq 0.2 S_{DS} = 0,72 \text{ m}$$

$$\text{ACI 350.3-06 (7-1)}$$





### 5.3.1.2 Diseño de las paredes y tapa del tanque

#### 7.- ANÁLISIS DEL TANQUE

$$P = \gamma_L H_L = 5,00 \text{ t/m}^2$$

COMBINACIÓN DE CARGA PARA LA TAPA DEL TANQUE

$$1,20 D + 1,60 L + 0,50 S$$

$$1,20 D + 1,60 S + 1,00 L$$

EL MAYOR

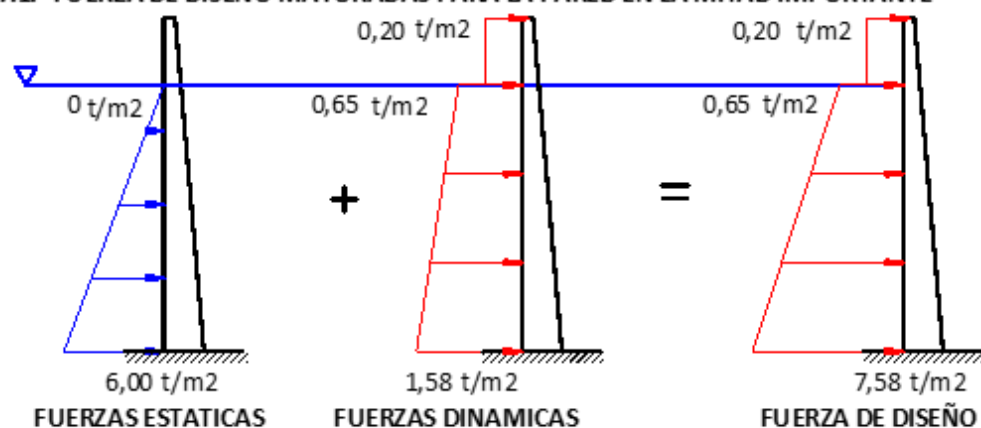
COMBINACIÓN DE CARGA PARA LA PARED DEL TANQUE

$$1,40 D$$

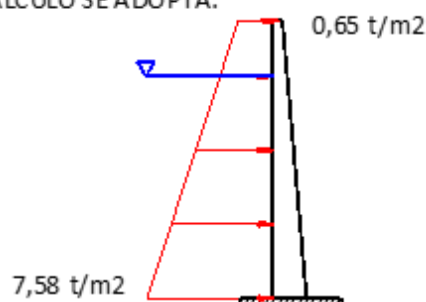
$$1,20 D + 1,00 E + L + 0,20 S$$

EL MAYOR

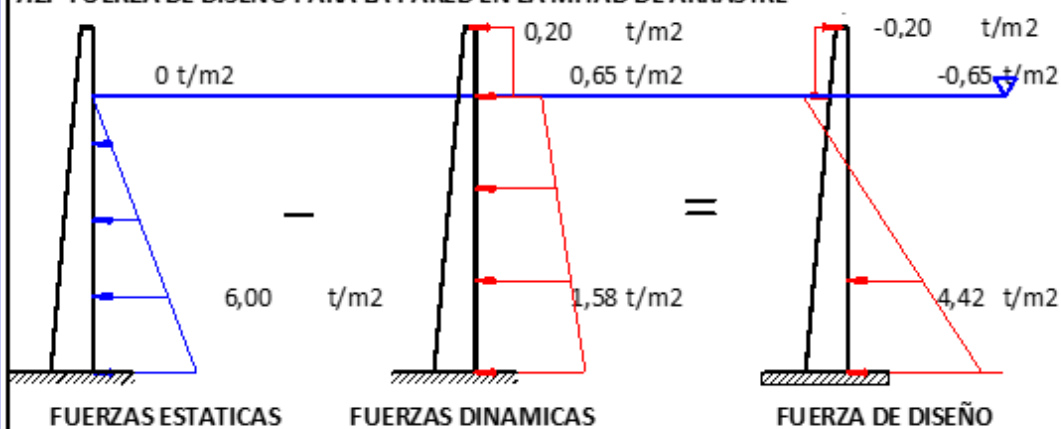
#### 7.1.- FUERZA DE DISEÑO MAYORADAS PARA LA PARED EN LA MITAD IMPORTANTE



POR FACILIDAD DE CÁLCULO SE ADOPTA:

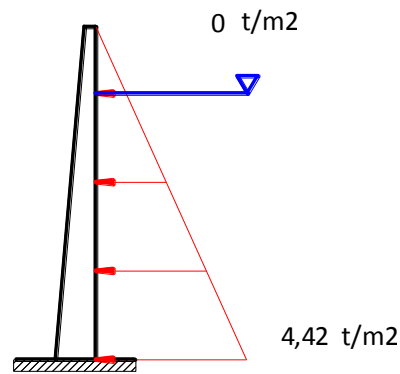


#### 7.2.- FUERZA DE DISEÑO PARA LA PARED EN LA MITAD DE ARRASTRE





POR FACILIDAD DE CÁLCULO SE ADOPTA:



### 7.3.- CÁLCULO DE FUERZAS MAYORADA ACTUANTES

$$W_{tapa} = 1,01 \text{ t/m}^2$$

$$F_1 = 0,00 \text{ t/m}^2$$

$$F_2 = 4,42 \text{ t/m}^2$$

$$F_3 = 0,65 \text{ t/m}^2$$

$$F_4 = 7,58 \text{ t/m}^2$$

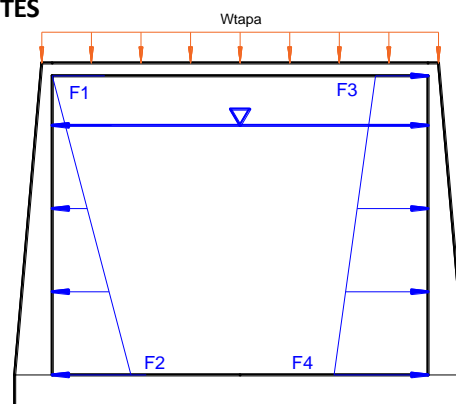
$$P = \gamma_L H_L F_{C_{muerta}} = 6,00 \text{ t/m}^2$$

$$M_{corta+} = 0,001 \text{ w } B^2 \text{ Coef}$$

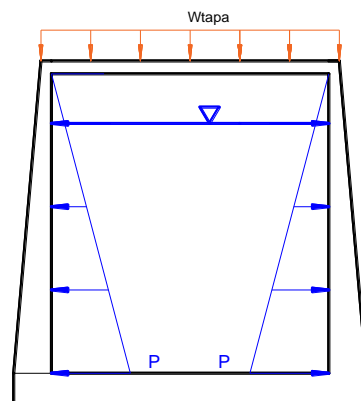
$$M_{corta-} = 0,001 \text{ w } B^2 \text{ Coef}$$

$$M_{larga}^{+} = 0,001 \text{ w } B^2 \text{ Coef}$$

$$M_{larga} = 0,001 \text{ w } B^2 \text{ Coef}$$



## DIRECCIÓN PARALELA AL SISMO



**DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL SISMO**

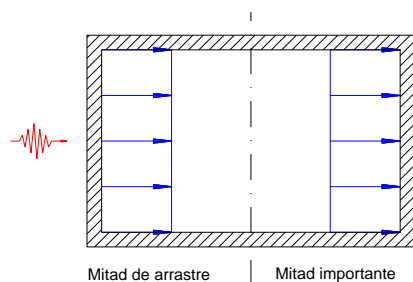
## MOMENTO EN LA TAPA

$$m = \frac{B}{L} = 0,50$$

$M_{larga}^- =$	1,46	tm/m
$M_{larga}^+ =$	0,25	tm/m

$$\begin{aligned} M_{corta}^- &= 2,12 \text{ tm/m} \\ M_{corta}^+ &= 1,04 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

### SISMO EN DIRECCIÓN X



#### MOMENTO EN LAS PAREDES CORTAS

$$m = \frac{Dim_{corta}}{Dim_{larga}} = 0,91$$

\* PARED EN LA MITAD IMPORTANTE

$$\begin{aligned} M_{larga}^- &= 7,03 \quad \text{tm/m} \\ M_{larga}^+ &= 2,41 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{corta}^- &= 6,47 \quad \text{tm/m} \\ M_{corta}^+ &= 2,67 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

\* PARED EN LA MITAD DE ARRASTRE

$$\begin{aligned} M_{larga}^- &= 3,92 \quad \text{tm/m} \\ M_{larga}^+ &= 1,33 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{corta}^- &= 3,52 \quad \text{tm/m} \\ M_{corta}^+ &= 1,45 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

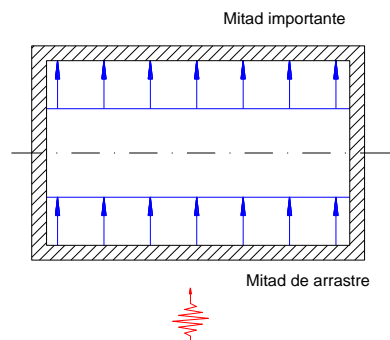
#### MOMENTO EN LAS PAREDES LARGAS

$$m = \frac{Dim_{corta}}{Dim_{larga}} = 0,55$$

$$\begin{aligned} M_{larga}^- &= 5,45 \quad \text{tm/m} \\ M_{larga}^+ &= 1,43 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{corta}^- &= 8,90 \quad \text{tm/m} \\ M_{corta}^+ &= 3,73 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

### SISMO EN DIRECCIÓN Y



#### MOMENTO EN LAS PAREDES LARGAS

$$m = \frac{Dim_{corta}}{Dim_{larga}} = 0,55$$

\* PARED EN LA MITAD IMPORTANTE

$$\begin{aligned} M_{larga}^- &= 7,43 \quad \text{tm/m} \\ M_{larga}^+ &= 1,88 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{corta}^- &= 11,90 \quad \text{tm/m} \\ M_{corta}^+ &= 5,08 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

\* PARED EN LA MITAD DE ARRASTRE

$$\begin{aligned} M_{larga}^- &= 4,01 \quad \text{tm/m} \\ M_{larga}^+ &= 1,05 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{corta}^- &= 6,56 \quad \text{tm/m} \\ M_{corta}^+ &= 2,75 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

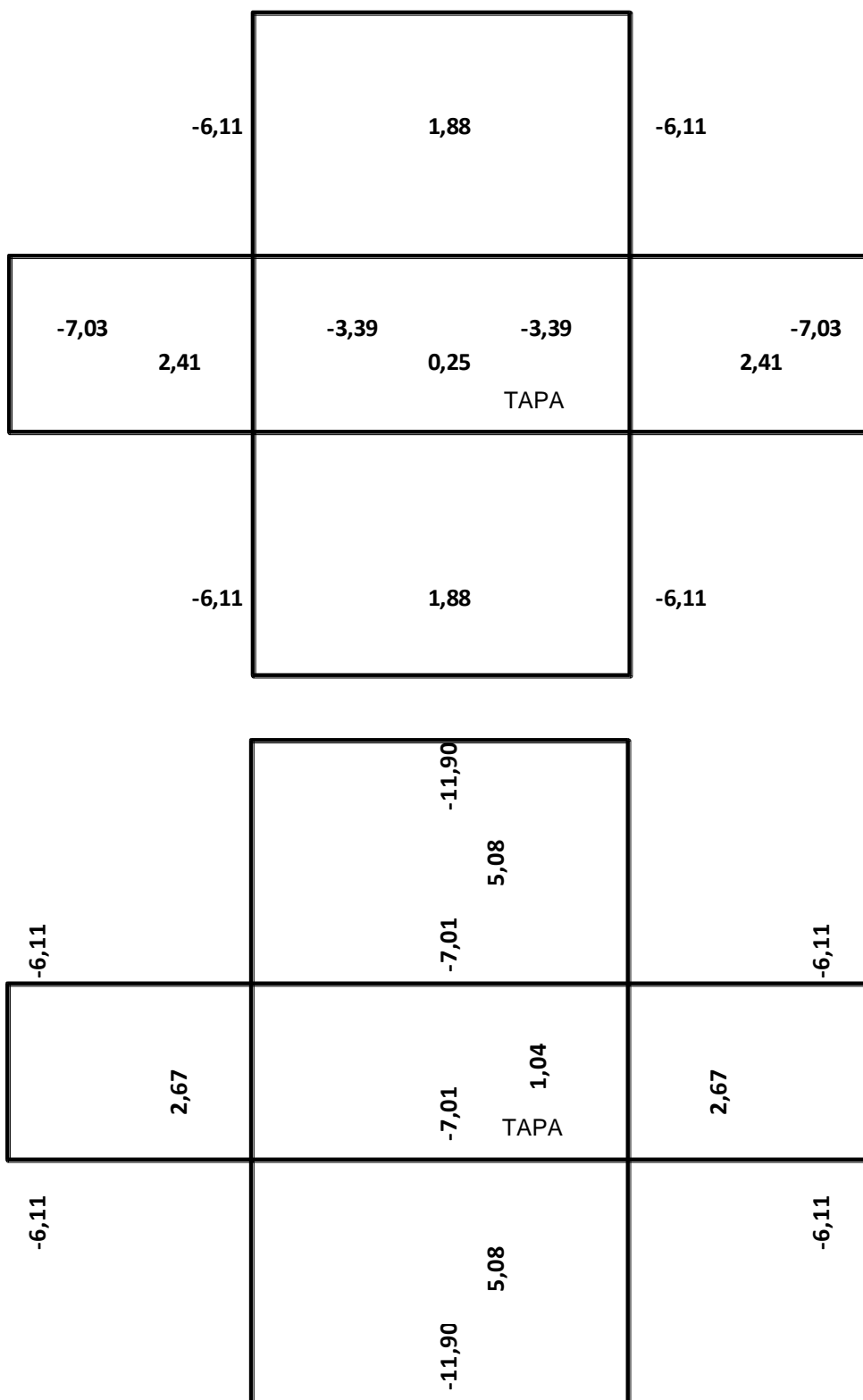
#### MOMENTO EN LAS PAREDES CORTAS

$$m = \frac{Dim_{corta}}{Dim_{larga}} = 0,91$$

$$\begin{aligned} M_{larga}^- &= 5,32 \quad \text{tm/m} \\ M_{larga}^+ &= 1,80 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{corta}^- &= 4,78 \quad \text{tm/m} \\ M_{corta}^+ &= 1,96 \quad \text{tm/m} \end{aligned}$$

**7.4.- MOMENTOS MÁXIMOS ACTUANTES EN LAS PAREDES DEL TANQUE DEBIDO A SISMOS EN DIRECCIÓN X E Y**



#### 7.4.- CORTANTE EN LAS PAREDES DEL TANQUE DEBIDO AL SISMO EN DIRECCIÓN X E Y

Área cooperante

$$\text{Si } d_y > d_x$$

$$A1 = \frac{d_x^2}{4}$$

$$A2 = \frac{2 d_x d_y - d_x^2}{4}$$

$$\text{Si } d_y = d_x$$

$$A1 = A2 = \frac{d_y^2}{4}$$

$$W_{sup} = \frac{F_{sup} + (F_{inf} + F_{sup})/2}{2}$$

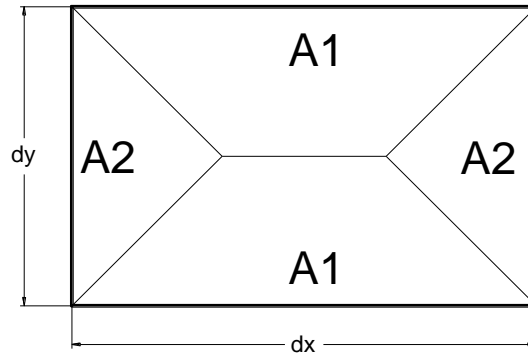
$$W_{inf} = \frac{F_{inf} + (F_{inf} + F_{sup})/2}{2}$$

$$W_{lat} = \frac{(F_{inf} + F_{sup})}{2}$$

$$\text{Si } d_x > d_y$$

$$A1 = \frac{2 d_x d_y - d_y^2}{4}$$

$$A2 = \frac{d_y^2}{4}$$



$$V_{sup} = A1 W_{SUP}$$

$$V_{inf} = A1 W_{INF}$$

$$V_{lat} = A2 W_{LAT}$$

#### CORTE EN LA TAPA DEL TANQUE

$$V_L = 18,94 \quad t$$

$$V_B = 6,31 \quad t$$

#### CORTE EN LAS PAREDES CORTAS

\* PARED EN LA MITAD IMPORTANTE

$$V_{SUP} = 14,89 \quad t$$

$$V_{INF} = 36,55 \quad t$$

$$V_{LAT} = 30,86 \quad t$$

\* PARED EN LA MITAD DE ARRASTRE

$$V_{SUP} = 6,91 \quad t$$

$$V_{INF} = 20,72 \quad t$$

$$V_{LAT} = 16,58 \quad t$$

#### CORTE EN LAS PAREDES LARGAS

$$V_{SUP} = 29,91 \quad t$$

$$V_{INF} = 89,72 \quad t$$

$$V_{LAT} = 22,69 \quad t$$

#### CORTE EN LAS PAREDES LARGAS

\* PARED EN LA MITAD IMPORTANTE

$$V_{SUP} = 47,50 \quad t$$

$$V_{INF} = 116,58$$

$$V_{LAT} = 31,12 \quad t$$

\* PARED EN LA MITAD DE ARRASTRE

$$V_{SUP} = 22,03 \quad t$$

$$V_{INF} = 66,09$$

$$V_{LAT} = 16,71 \quad t$$

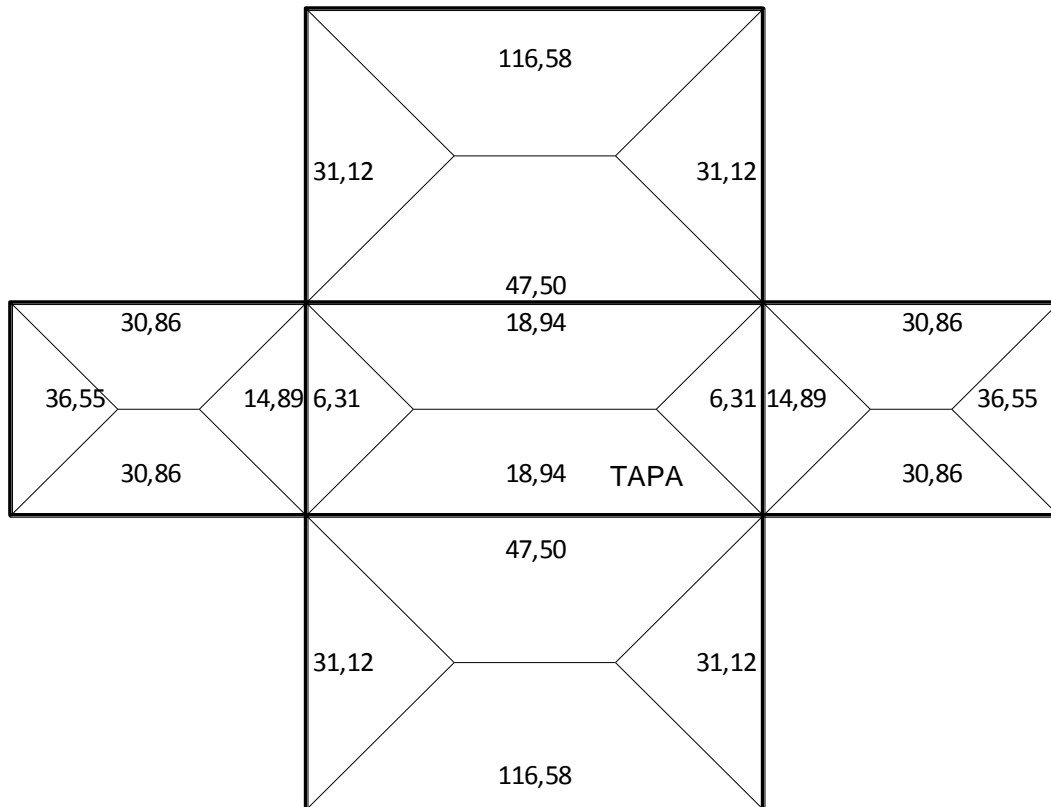
#### CORTE EN LAS PAREDES CORTAS

$$V_{SUP} = 9,38 \quad t$$

$$V_{INF} = 28,13$$

$$V_{LAT} = 22,50 \quad t$$

**7.5.- CORTES MÁXIMOS ACTUANTES EN LAS PAREDES DEL TANQUE DEBIDO A SISMOS EN DIRECCIÓN X E Y**



**8.- DISEÑO DE LA TAPA**

**8.1.- DISEÑO DEL ESPESOR**

\* POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 18,94 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = 615,80 \text{ d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$d = 0,03 \text{ m}$$

\* POR MOMENTO

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\mu f'c b_{Est}}}$$

$$\mu = 0,1448$$

$$Mu = 1,2 M = 8,41 \text{ tm}$$

$$d = 0,16 \text{ m}$$

$$d = 0,16 \text{ m}$$

$$t_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var} tapa}{2} = \mathbf{0,20 \text{ m}}$$

## 8.2.- DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA TAPA

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

$$\phi = 0.9$$

$$d = h_{tapa} - rec - \frac{\phi_{var}}{2}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$M_u = 1.2 M$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

El mayor

#	Ø mm	A cm <sup>2</sup>	Scal m
7	12	7,92	0,14
7	12	7,92	0,14
7	12	7,92	0,14
7	18	17,81	0,14

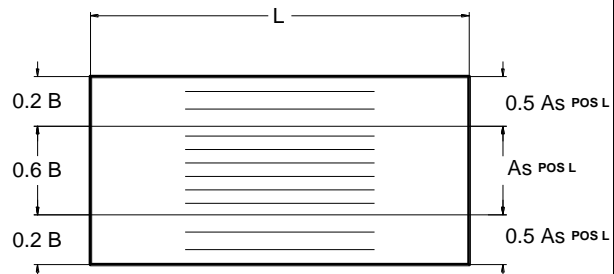
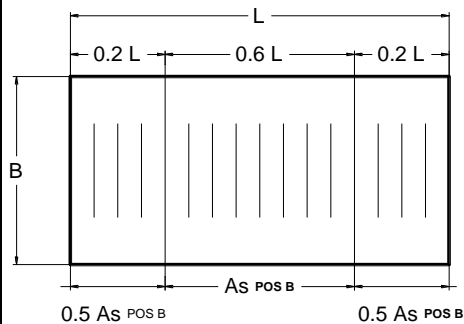
$$S_{min} = 0,10 \text{ m}$$

$$S_{max} = 0,15 \text{ m}$$

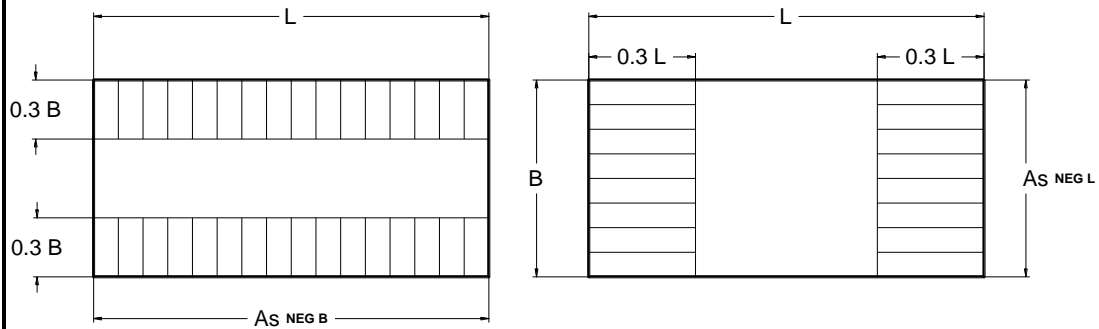
### ACERO DE REFUERZO EN LA TAPA

Descripción	Mu t m	d m	As <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>esc</sub> cm <sup>2</sup> /m
AS <sub>POS L</sub>	0,30	0,22	0,37	6,34	39,48	7,92
AS <sub>NEGL</sub>	4,07	0,22	5,15	6,34	39,48	7,92
AS <sub>POS B</sub>	1,24	0,22	1,55	6,34	39,48	7,92
AS <sub>NEGB</sub>	8,41	0,22	10,96	6,34	39,48	17,81

### DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO POSITIVO EN LA TAPA DEL TANQUE



## DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO NEGATIVO EN LA TAPA DEL TANQUE



### 9.- DISEÑO DE LAS PAREDES

#### 9.1.- DISEÑO DEL ESPESOR EN LA PARTE SUPERIOR

\* POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 47,50 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = 615,80 \text{ d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$d = 0,08 \text{ m}$$

\* POR MOMENTO

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'c b_{Est}}}$$

$$\mu = 0,1448$$

$$M_u = 1,2 M = 8,41 \text{ tm}$$

$$d = 0,16 \text{ m}$$

$$d = 0,16 \text{ m}$$

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2} = 0,19 \text{ m}$$

$$d_{dato} = a - rec - \frac{\phi_{var}}{2} = 0,27 \text{ m}$$

#### 9.2.- DISEÑO DEL ESPESOR EN LA PARTE INFERIOR

\* POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 116,58 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = 615,80 \text{ d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$d = 0,19 \text{ m}$$

\* POR MOMENTO

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'c b_{Est}}}$$

$$\mu = 0,1448$$

$$M_u = 1,2 M = 14,28 \text{ tm}$$

$$d = 0,20 \text{ m}$$

$$d = 0,20 \text{ m}$$

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2} = \mathbf{0,24 \text{ m}}$$

$$d_{dato} = c - rec - \frac{\phi_{var}}{2} = 0,57 \text{ m}$$

### 9.3.- DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO EN LAS PAREDES

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M u}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

$$A_{smin} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$\phi = 0,9$$

$$A_{smin} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$d = h_{losa} - rec - \frac{\phi_{var}}{2}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$Mu = 1,2 M$$

El mayor

#	Ø mm	A cm2	Scal m
7	12	7,92	0,14
7	18	17,81	0,14
7	18	17,81	0,14
7	18	17,81	0,14
7	18	17,81	0,14

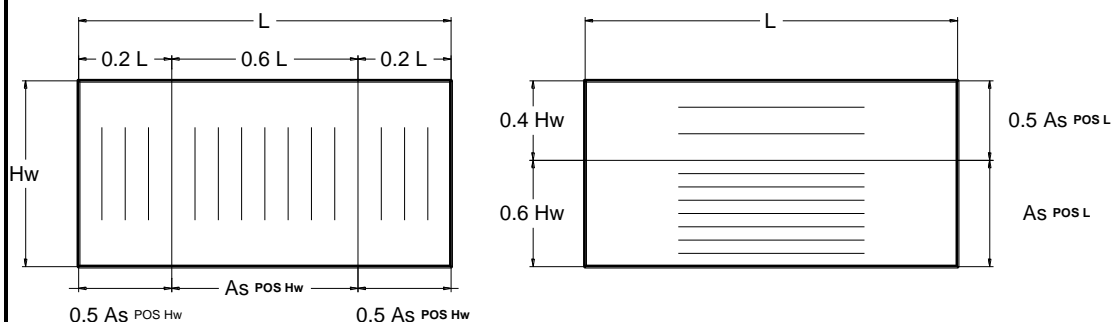
$$S_{min} = 0,10 \text{ m}$$

$$S_{max} = 0,15 \text{ m}$$

### ACERO DE REFUERZO EN LA PARED LARGA

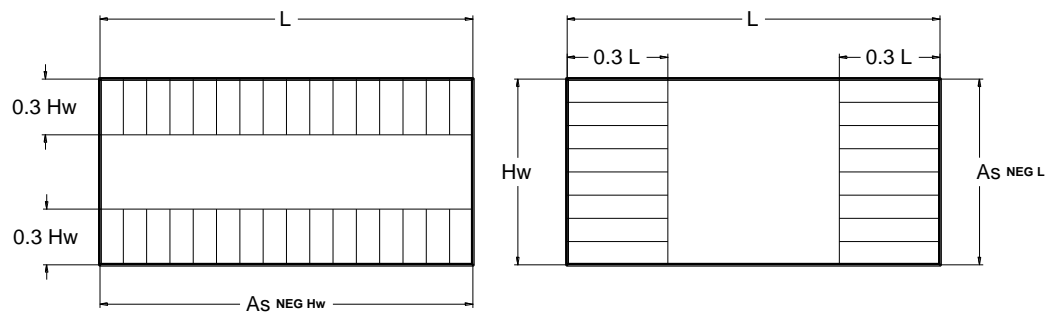
Descripción	Mu t m	d m	As <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>esc</sub> cm <sup>2</sup> /m
As <sub>posL</sub>	2,25	0,27	2,27	7,82	48,66	7,92
As <sub>negL</sub>	7,33	0,27	7,56	7,82	48,66	17,81
As <sub>negsupHw</sub>	8,41	0,27	8,72	7,82	48,66	17,81
As <sub>posHw</sub>	6,10	0,27	6,26	7,82	48,66	17,81
As <sub>neginfHw</sub>	14,28	0,51	7,55	15,05	93,65	17,81

### DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO POSITIVA EN LAS PAREDES DEL TANQUE





### DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO NEGATIVA EN LAS PAREDES DEL TANQUE



#	Ø mm	A cm <sup>2</sup>	Scal m
7	12	7,92	0,14
7	18	17,81	0,14
7	12	7,92	0,14
7	12	7,92	0,14
7	18	17,81	0,14

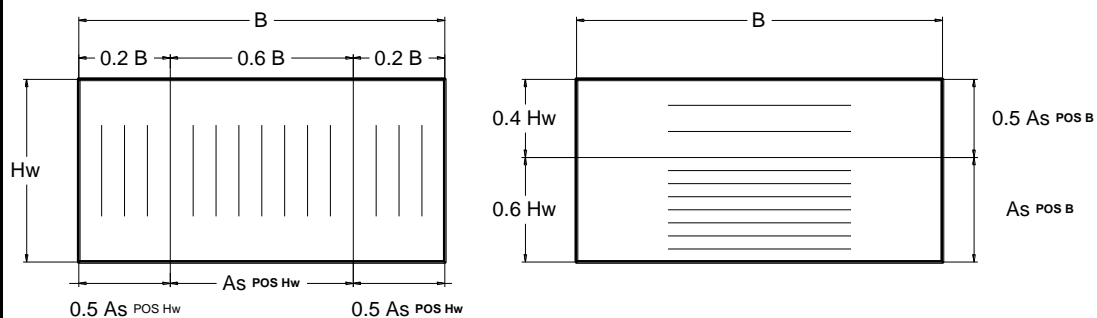
Smin = 0,10 m

Smax = 0,15 m

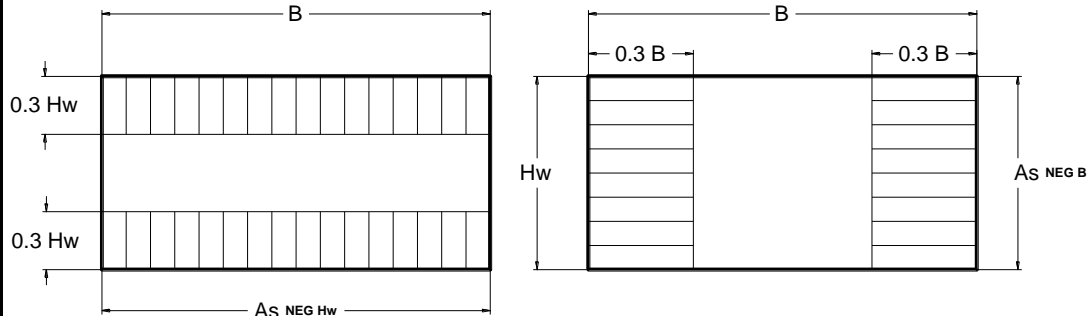
### ACERO DE REFUERZO EN LA PARED CORTA

Descripción	Mu t m	d m	As <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>esc</sub> cm <sup>2</sup> /m
As <sub>POS B</sub>	3,21	0,27	3,25	7,82	48,66	7,92
As <sub>NEG B</sub>	7,33	0,27	7,56	7,82	48,66	17,81
As <sub>NEG SUP Hw</sub>	4,07	0,27	4,14	7,82	48,66	7,92
As <sub>POS Hw</sub>	2,89	0,27	2,92	7,82	48,66	7,92
As <sub>NEG INF Hw</sub>	8,44	0,51	4,43	15,05	93,65	17,81

### DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO POSITIVO EN LAS PAREDES DEL TANQUE



### DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO NEGATIVO EN LAS PAREDES DEL TANQUE



#### 5.3.1.3 Diseño de la Cimentación

- Losa de cimentación

## DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN DE UN TANQUE RECTANGULAR DE HORMIGÓN

<b>INFORMACIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN</b> $q_{adm}$ <b>15,00</b> t/m <sup>2</sup> $\mu$ <b>0,50</b> <b>ESTABILIDAD DEL TANQUE</b> $FS_{DESL}$ <b>2,50</b> $FS_{VOLC}$ <b>2,50</b> <b>INFORMACIÓN DE LA LOSA DE CIMENTACION</b> $E$ <b>0,50</b> m $B_{cim} = B + 2C + 2E$ <b>7,20</b> m $L_{cim} = L + 2C + 2E$ <b>12,20</b> m $h_{cim} = b$ <b>0,60</b> m <b>INFORMACIÓN DE LOS MATERIALES</b> $f'_c$ <b>240,00</b> kg/cm <sup>2</sup> $f_y$ <b>4200,00</b> kg/cm <sup>2</sup> $Rec_{var\ losa}$ <b>7,50</b> cm $\emptyset_{var\ losa}$ <b>22</b> mm $\gamma_c$ <b>2,50</b> t/m <sup>3</sup>	<b>INFORMACIÓN DEL TANQUE</b> $W_w$ 200,48 t $W_r$ 31,25 t $W_{cim}$ 131,76 t $W_L$ 250,00 t $M_1$ 11,90 tm $M_v$ 229,59 tm $M_{bx}$ 138,12 tm $M_{by}$ 152,41 tm $V_x$ 52,02 t $V_y$ 57,28 t $B$ 5,00 m $L$ 10,00 m $C$ 0,60 m
--	--

**COMBINACIÓN DE CARGA**  

$1,40 D$   
 $1,20 D + 1,00 E + L + 0,20 S$

}

EL MAYOR

**1.- ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE LA ACI**

### CARGAS MAYORADAS

$$Wu_w = FC_{muerta} Ww = 280,67 \text{ t}$$

$$Wu_{cim} = FC_{muerta} W_{cim} = 184,46 \text{ t}$$

$$Wu_r = FC_{muerta} W_r = 43,75 \text{ t}$$

$$Wu_L = FC_{muerta} W_L = 350,00 \text{ t}$$

$$R = 858,88 \text{ t}$$

$$Mu_1 = FC_{muerta} M_1 = 16,66 \text{ t m}$$

$$Muby = FC_{sismo} M_{by} = 152,41 \text{ t m}$$

$$Mubx = FC_{sismo} M_{bx} = 138,12 \text{ t m}$$

$$A_L = B L = 50,00 \text{ m}^2$$

$$A_T = B_{cim} L_{cim} = 87,84 \text{ m}^2$$

$$q_{sun} = \frac{R}{A_T} = 9,78 \text{ t/m}^2$$

$$Wu = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} - \frac{Wu_L}{A_L} = 0,68 \text{ t/m}^2$$

$$Wus = \frac{Wu_w + Wu_r}{2(L+B+2c)} = 9,32 \text{ t/m}$$

$$Mu_L = Mu_1 + \frac{M_{by}}{R} = 37,83 \text{ t m/m}$$

$$Mu_B = Mu_1 + \frac{M_{bx}}{L} = 27,98 \text{ t m/m}$$

$$V_L = C_L Wu L/2 + Wus$$

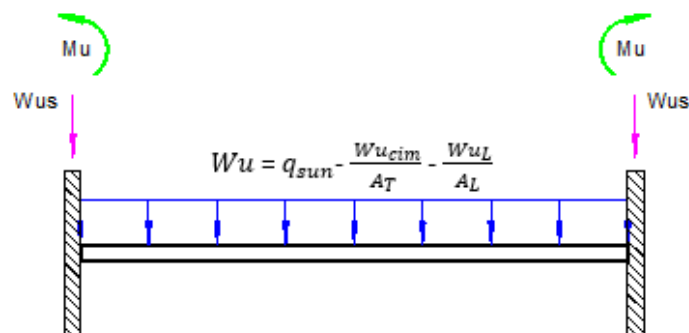
$$V_B = C_B Wu B/2 + Wus$$

$$M_{L NEG} = C_{L NEG} Wu L^2 + Mu$$

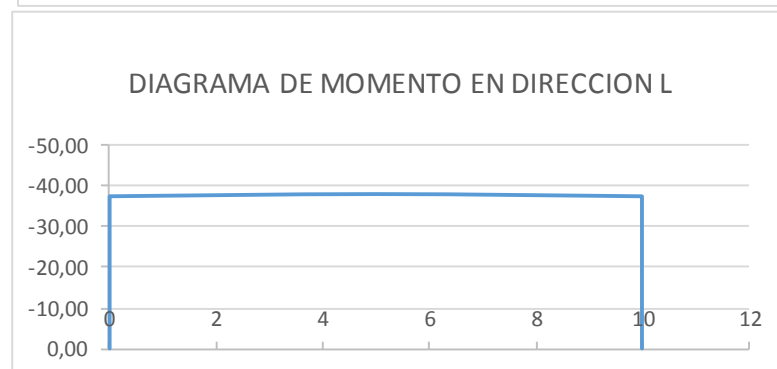
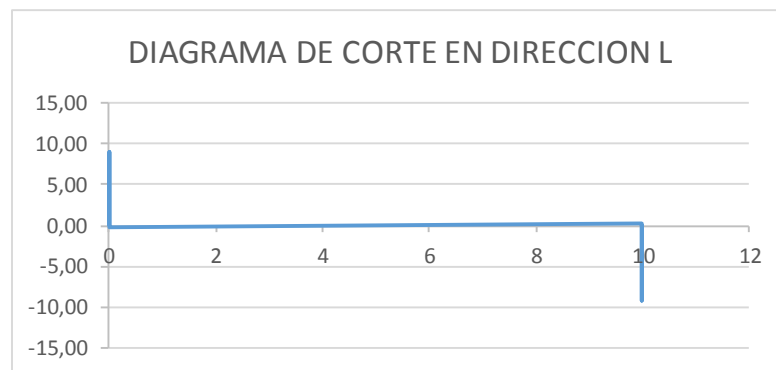
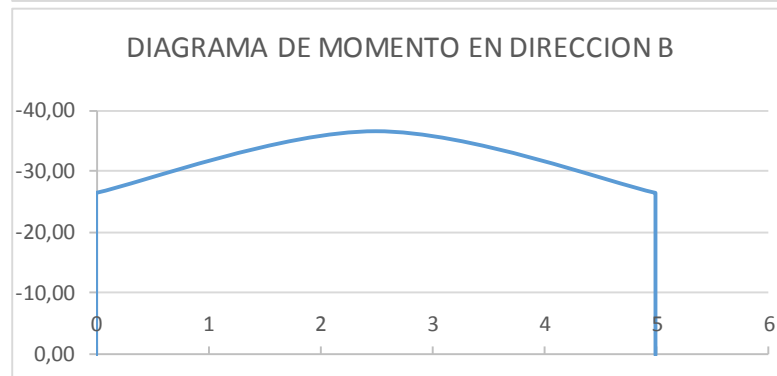
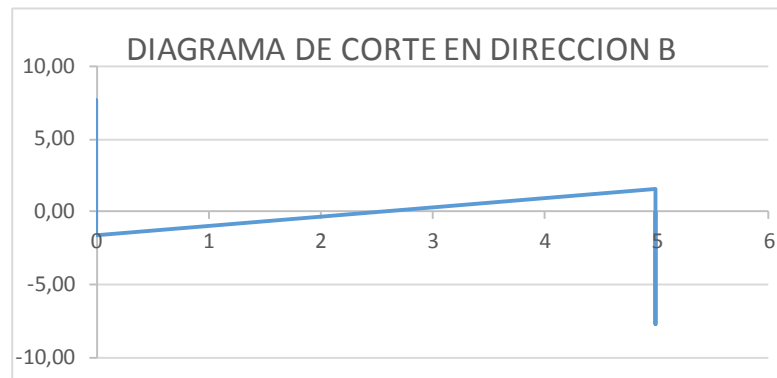
$$M_{B NEG} = C_{B NEG} Wu B^2 + Mu$$

$$M_{L POS} = C_{L POS} W_D L^2 + Mu$$

$$M_{B POS} = C_{B POS} W_D B^2 + Mu$$



$$m = B/L = 0,50$$



## 2.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

### 2.1.- DISEÑO DEL ESPESOR DE LA CIMENTACIÓN

#### \* POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 9,32 \text{ t}$$

$$d = 0,33 \text{ m}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_{Est} d = 61,58 \text{ d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$t_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2} = 0,42 \text{ m}$$

$$d = 0,15 \text{ m}$$

$$d_{DATO} = h_{losa} - REC - \frac{\phi_{var}}{2} = 0,51 \text{ m}$$

#### \* POR MOMENTO

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\mu f'_c b_{Est}}} = 0,33 \text{ m}$$

$$\mu = 0,1448$$

### 2.2.- DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 Mu}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

$$\phi = 0,9$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

El mayor

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

#	$\phi$ mm	A cm <sup>2</sup>	Scal m
7	22	26,61	0,14
7	22	26,61	0,14

$$S_{min} = 0,10 \text{ m}$$

$$S_{max} = 0,15 \text{ m}$$

DESCRIPCIÓN	Mu t m	d m	As <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>esc</sub> cm <sup>2</sup> /m
DIRECCIÓN D	36,61	0,51	19,67	15,17	94,38	26,61
DIRECCIÓN L	37,97	0,51	20,44	15,17	94,38	26,61

### 2.3.- DISEÑO DEL TALÓN DE LA CIMENTACIÓN

$$Wu_{cim2} = \frac{Wu_{cim}}{A_T} = 2,10 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sun} = 9,78 \text{ t/m}^2$$

$$x = E + c = 1,10 \text{ m}$$

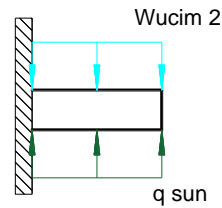
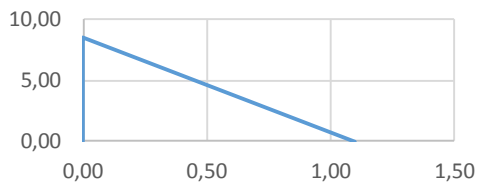


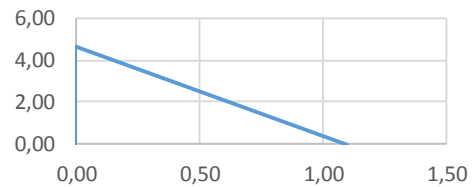
DIAGRAMA DE CORTE Y MOMENTO

x	Vu	Mu
0,00	0,00	0,00
0,00	8,45	4,65
1,10	0,00	0,00

DIAGRAMAS DE CORTE



DIAGRAMAS DE MOMENTO



### 2.4.- DISEÑO DEL ESPESOR DEL TALÓN

#### \* POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 8,45 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_{Est} d = 61,58 d$$

$$\phi = 0,75$$

$$d = 0,14 \text{ m}$$

#### \* POR MOMENTO

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c b_{Est}}} = 0,12 \text{ m}$$

$$\mu = 0,1448$$

$$d = 0,14 \text{ m}$$

$$t_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2} = 0,22 \text{ m}$$

$$d_{DATO} = h_{losa} - REC - \frac{\phi_{var}}{2} = 0,51 \text{ m}$$

$$AS_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$AS_{min} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

El mayor

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\phi = 0,9$$

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

#	Ø mm	A cm <sup>2</sup>	Scal m
7	22	26,61	0,14

$$S_{min} = 0,10 \text{ m}$$

$$S_{max} = 0,15 \text{ m}$$

Mu t m	d m	As <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>esc</sub> cm <sup>2</sup> /m
4,65	0,51	2,41	19,67	94,38	26,61

### 3.- ESTABILIDAD DEL TANQUE

#### 3.1.- FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$W_T = W_L + W_W + W_R + W_C = 613,49 \text{ t}$$

$$Fr = \mu W_T = 306,74 \text{ t}$$

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V}$$

##### 3.1.1.- Sismo en dirección paralela al eje X

$$V_x = 52,02 \text{ t}$$

$$FS_{DESL} = 5,90$$

##### 3.1.2.- Sismo en dirección paralela al eje Y

$$V_y = 57,28 \text{ t}$$

$$FS_{DESL} = 5,35$$

#### 3.2.- FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$$M_{EST} = W_T \frac{B}{2} = 2208,55 \text{ tm}$$

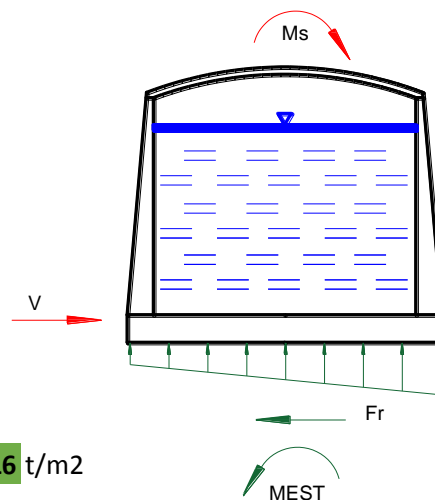
$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_v} = 9,62$$

#### 3.3.- ESFUERZOS EN EL SUELO

$$I = \frac{1}{12} L_{cim} B_{cim}^3 = 379,47 \text{ m}^4$$

$$C = \frac{B_{cim}}{2} = 3,60 \text{ m}$$

$$\sigma_{SY} = \frac{W_T}{A_r} \pm \frac{M_{oy} C}{I} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SY1} = \frac{W_T}{A_r} + \frac{M_{oy} C}{I} = 9,16 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{SY2} = \frac{W_T}{A_r} - \frac{M_{oy} C}{I} = 2,18 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$



- Uso de pilotes

## DISEÑO DE PILOTES DE UN TANQUE RECTANGULAR SUPERFICIAL DE HORMIGÓN

### INFORMACIÓN DEL PILOTE

$f'_c$	240,00 kg/cm <sup>2</sup>
$D_{pil}$	0,50 m
$Rec_{varpilote}$	7,50 cm
$\phi_{varpilote}$	22 mm
#de Pilotes	12

### DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN DEL TANQUE

$B_{cim}$	7,20 m
$L_{cim}$	12,20 m
$h_{cim}$	0,60 m
$\gamma_c$	2,50 t/m <sup>3</sup>

### INFORMACIÓN DEL TANQUE

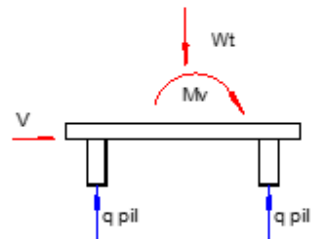
$W_w$	200,48 t
$W_r$	31,25 t
$W_{cim}$	131,76 t
$W_L$	250,00 t
$M_v$	229,59 tm
$V_y$	57,28 t

$$W_T = W_L + W_w + W_r + W_c = 613,49 \text{ t}$$

### FUERZA DE DISEÑO DEL PILOTE

$$F_{Mv} = \frac{M_v}{B_{cim} - D_{pil}} = 34,27 \text{ t}$$

$$q_{pil} = \frac{W_T + F_{Mv}}{\#pil} = 53,98 \text{ t}$$



### DIMENSIONAMIENTO DEL PILOTE

$$\phi V_n \geq V$$

$$V = 57,28 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \frac{\sqrt{f'_c} d^2}{\#pil} =$$

$$\phi = 0,75$$

$$580,38 d^2$$

$$d = 0,31 \text{ m}$$

$$D_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2} = 0,40 \text{ m}$$



### 5.3.2 Tanque Circular de Hormigón

#### 5.3.2.1 Análisis sísmico del tanque

## ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DE LAS PAREDES DE UN TANQUE CIRCULAR SUPERFICIAL DE HORMIGÓN CON CUBIERTA

INFORMACIÓN DEL LÍQUIDO ALMACENADO		INFORMACIÓN DE LOS MATERIALES	
$\gamma_L$	1,00 t/m <sup>3</sup>	$f_c$	240,00 kg/cm <sup>2</sup>
$H_L$	5,00 m	$f_y$	4200,00 kg/cm <sup>2</sup>
INFORMACIÓN SÍSMICA DEL SUELO		$Rec_{var pantalla}$	2,50 cm
TIPO DE SUELO	C	$\emptyset_{var pantalla}$	20 mm
Z	0,40	$Rec_{var tapa}$	2,50 cm
INFORMACIÓN DEL TANQUE		$\emptyset_{var tapa}$	20,00 mm
D	8,00 m	$\gamma_c$	2,50 t/m <sup>3</sup>

$Vol = \frac{\pi D^2}{4} H_L = 251,33 \text{ m}^3$

$H_W = 5,50 \text{ m}$

**CUBIERTA**

$h_{tapa} = 0,25 \text{ m}$

$W_{viva} = 100,00 \text{ kg/m}^2$

$W_{granizo} = 100,00 \text{ kg/m}^2$

**USO DEL TANQUE**

**II Tanques que deben ser funcionales después de un terremoto o son parte de líneas de vida**

**FATOR DE RESPUESTA ( R )**

	<b>Rc</b>	<b>Ri</b>
Tanques anclados, flexibles en la base	1,00	3,25

**1.- PRE DIMENSIONAMIENTO**

a	0,30 m	$a \geq 0.30 \text{ m}$	<div style="font-size: 3em;">}</div> <b>CAP 13.9 DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO</b>
c	0,60 m	$b_{min} \geq 0.016 L \geq 0.30 \text{ m}$	
b	0,60 m	$b = 0.07h - 0.10h$	
m	0,05	$c = 0.05h - 0.12h$	
$b_{Est}$	1,00 m		
tw	0,45 m		

## 2.- CÁLCULO DE LOS PESOS ACTUANTES

### 2.1.- CÁLCULO DE LA MASA IMPULSIVA Y CONVECTIVA DEL LÍQUIDO

$$W_L = \gamma_L Vol = 251,33 \text{ t}$$

$$W_W = \pi D tw Hw \gamma_C = 155,51 \text{ t}$$

$$W_r = \frac{\pi D^2}{4} (h_{tapa}) = 31,42 \text{ t}$$

#### MASA IMPULSIVA

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)} = 0,64 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-15)}$$

$$W_i = 160,02 \text{ t}$$

#### MASA CONVECTIVA

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \frac{D}{H_L} \tanh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right] = 0,35 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-16)}$$

$$W_c = 88,99 \text{ t}$$

### 2.2.- CENTROS DE GRAVEDAD DE LA MASA IMPULSIVA Y CONVECTIVA

#### 2.2.1.- CENTROS DE GRAVEDAD EXCLUYENDO LA PRESIÓN DEL SUELO

$$\frac{D}{H_L} < 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \frac{D}{H_L} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-17)} \quad \left. \begin{array}{l} \text{BRAZO DE PALANCA IMPULSIVA} \\ \frac{h_i}{H_L} = 0,375 \end{array} \right\}$$

$$\frac{D}{H_L} \geq 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-18)} \quad \left. \begin{array}{l} h_i = 1,88 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right] - 1}{3.68 \frac{H_L}{D} \sinh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right]} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-19)} \quad \left. \begin{array}{l} \text{BRAZO DE PALANCA CONVECTIVO} \\ h_c = 3,22 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 0,644$$

#### 2.2.2.- CENTROS DE GRAVEDAD INCLUYENDO LA PRESIÓN DEL SUELO

$$\frac{D}{H_L} < 0.75$$

$$\frac{h'_i}{H_L} = 0.45 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-6)} \quad \left. \begin{array}{l} \frac{h'_i}{H_L} = 0,660 \end{array} \right\}$$

$$\frac{D}{H_L} \geq 0.75$$

$$\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866 \frac{D}{H_L}}{2 \tanh\left[0.866 \frac{D}{H_L}\right]} - \frac{1}{8} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-21)} \quad \left. \begin{array}{l} h'_i = 3,30 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right] - 2.01}{3.68 \frac{H_L}{D} \sinh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right]} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-22)} \quad \left. \vphantom{\frac{h'_c}{H_L}} \right\} h'_c = 3,67 \text{ m}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 0,733$$

$$C_W = 9,375 \times 10^{-2} + 0,2039 \left(\frac{H_L}{D}\right) - 0,1034 \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 - 0,1253 \left(\frac{H_L}{D}\right)^3 + 0,1267 \left(\frac{H_L}{D}\right)^4 - 3,186 \times 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D}\right)^5$$

$$C_W = 0,17$$

## 2.3.- PROPIEDADES DINÁMICAS DEL TANQUE

### 2.3.1.- PERIODO IMPULSIVO Y CONVECTIVO DEL TANQUE

$$Ec = 14100 \sqrt{f'c} / 1000 = 2184362,61 \text{ t/m}^2 \quad \text{NEC-SE-HM (3.3.3)}$$

$$C_i = C_W \sqrt{\frac{t_w}{10r}} = 0,06 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-24)}$$

$$\omega_i = C_i \frac{1}{H_L} \sqrt{\frac{10^3 Ec g}{\gamma_c}} = 32,70 \text{ rad/s} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-23)}$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 0,19 \text{ s} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-25)}$$

$$\lambda = \sqrt{3.68 g \tanh\left(3.68 \frac{H_L}{D}\right)} = 5,95 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-29)}$$

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} = 2,10 \text{ rad/s}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = 2,99 \text{ s} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-30)}$$

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma_L D H_L^2}{2g t_w Ec}} = 0,07 \text{ s} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-31)}$$

### 2.3.2.- COEFICIENTES SÍSMICOS DE RESPUESTA

#### ESPECTRO DE RESPUESTA

$S_P = Z$	0,40	
$S_S = 2.5 S_P =$	1,00	API 650-2013 (E.4.3.-1)
$S_1 = 1.25 S_P =$	0,50	API 650-2013 (E.4.3.-2)
$F_a =$	1,00	ASCE 7-10 (11.4-1)
$F_v =$	1,30	ASCE 7-10 (11.4-2)
$S_{MS} = F_a S_S =$	1,00	ASCE 7-10 (11.4-1)
$S_{M1} = F_v S_1 =$	0,65	ASCE 7-10 (11.4-2)
$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} =$	0,67	ASCE 7-10 (11.4-3)
$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} =$	0,43	ASCE 7-10 (11.4-4)

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad 0,13 \text{ s} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4.5)}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad 0,65 \text{ s} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4.5)}$$

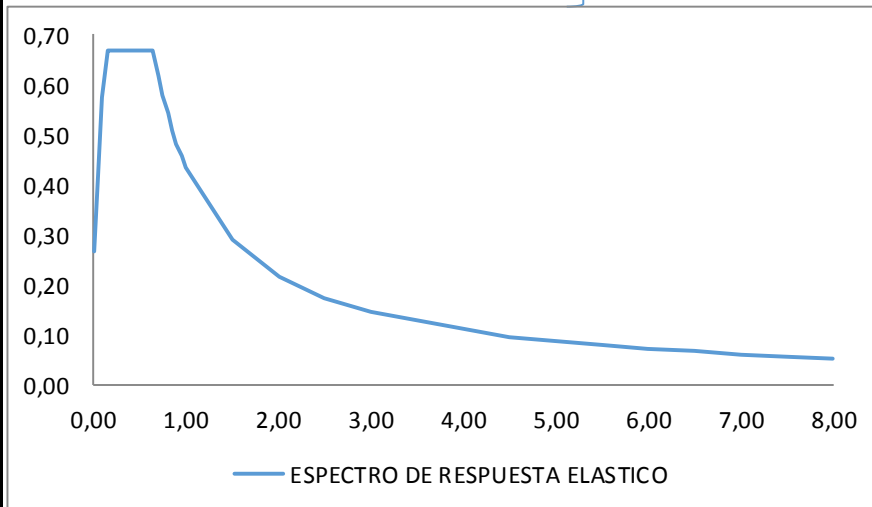
$$T_L = \quad 4,00 \text{ s} \quad \text{ASCE 7-10 (11.4.5)}$$

#### COEFICIENTE IMPULSIVO

$$\left. \begin{array}{l} T_i \leq T_S \\ C_i = S_{DS} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-32)} \\ \\ T_i > T_S \\ C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{DS} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-33)} \end{array} \right\} C_i = 0,67$$

#### COEFICIENTE CONVECTICO

$$\left. \begin{array}{l} T_c \leq 1.6/T_S \\ C_c = \frac{1.5 S_{D1}}{T_c} \leq 1.5 S_{D1} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-37)} \\ \\ T_c > 1.6/T_S \\ C_c = 6 \frac{0.4 S_{DS}}{T_c^2} \leq 1.5 S_{D1} \quad \text{ACI 350.3-06 (9-38)} \end{array} \right\} C_c = 0,18$$



#### COEFICIENTE DE MASA EFECTIVA

$$\varepsilon = \left[ 0.0151 \left( \frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left( \frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1 = 0,75 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-45)}$$

#### COEFICIENTE HIDRODINÁMICO

$$C_t = 0.4 S_{DS} = 0,27 \quad \text{ACI 350.3-06 (9-40)}$$

### 3.- CARGAS SÍSMICAS DE DISEÑO

Inercia lateral total de una pared

$$P_W = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W_W}{R_i} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-1)}$$

$$P_W = 30,08 \text{ t}$$

Inercia lateral total debido al techo

$$P_r = C_i I \left[ \frac{W_r}{R_i} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-2)}$$

$$P_r = 8,06 \text{ t}$$

Fuerza total impulsiva

$$P_i = C_i I \left[ \frac{W_i}{R_i} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-3)}$$

$$P_i = 41,03 \text{ t}$$

Fuerza total convectiva

$$P_c = C_c I \left[ \frac{W_c}{R_c} \right] \quad \text{ACI 350.3-06 (4-4)}$$

$$P_c = 19,94 \text{ t}$$

$$P_{eg} = 0,00$$

$$V = \sqrt{(P_i + P'_W + P_r)^2 + P_c^2 + P_{eg}^2} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-5)}$$

$$V = 81,64 \text{ t}$$

### 4.- MOMENTO FLEXIONANTE EN LA BASE

$$M_W = P_W h_w = 82,72 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-6)}$$

$$M_r = P_r h_r = 45,31 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-7)}$$

$$M_i = P_i h_i = 76,93 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-8)}$$

$$M_c = P_c h_c = 64,25 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-9)}$$

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2}$$

$$M_b = 214,80 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-10)}$$

## 5.- MOMENTO VOLCANTE

$$M'_i = P_i h'_i = 135,46 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-11)}$$

$$M'_c = P_c h'_c = 73,12 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-12)}$$

$$M_o = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M'^2_c}$$

$$M_o = 273,45 \text{ t m} \quad \text{ACI 350.3-06 (4-13)}$$

## 6.- DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS DINÁMICAS

$$p_{wy} = \frac{P_w}{2 H_w \pi r} \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.3)}$$

$$p_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[ 4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_i^2} \frac{1}{\pi r} \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.3)}$$

$$p_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left[ 4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left( \frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_i^2} \frac{1}{\pi r} \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.3)}$$

$$b = \ddot{u}_V = C_t I \left( \frac{b}{R_i} \right)^{2/3} \geq 0.2 S_{DS} \quad \text{ACI 350.3-06 (5-15)}$$

$$\ddot{u}_V = 0,13$$

$$p_{vy} = \ddot{u}_v \gamma_L B \left( \frac{1}{B} \right) \quad \text{ACI 350.3-06 (5.3.1)}$$

$$p_y = \sqrt{(p_{iy} + p_{wy})^2 + p_{cy}^2 + p_{vy}^2} \quad \text{ACI 350.3-06 (5-1)}$$

### 6.2.- ALTURA DE CHAPOTEO

$$d_{max} = \left( \frac{D}{2} \right) C_c I \geq 0.2 S_{DS} = 0,90 \text{ m} \quad \text{ACI 350.3-06 (7-1)}$$

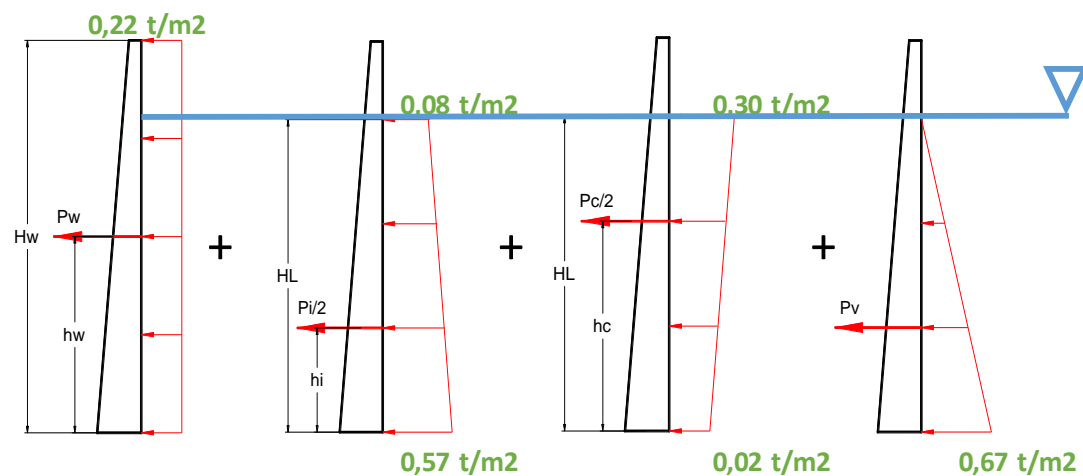
y m	$p_w$ t/m <sup>2</sup>	$p_i$ t/m <sup>2</sup>	$p_c$ t/m <sup>2</sup>	$p_v$ t/m <sup>2</sup>	$p$ t/m <sup>2</sup>
0,00	0,22	0,57	0,02	0,67	1,033
1,00	0,22	0,47	0,08	0,53	0,876
2,00	0,22	0,38	0,13	0,40	0,727
3,00	0,22	0,28	0,19	0,27	0,592
4,00	0,22	0,18	0,24	0,13	0,483
5,00	0,22	0,08	0,30	0,00	0,421
5,50	0,22	-	-	-	0,218
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

FUERZA DE INERCIA DE LA  
PARED  $P_w$

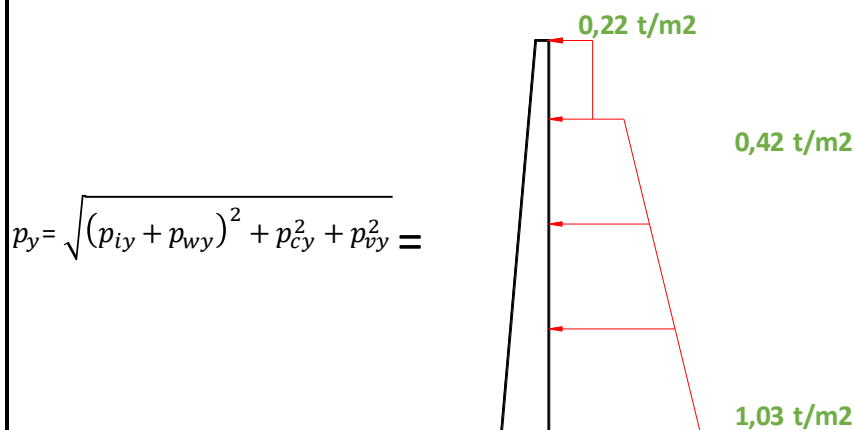
FUERZA  
IMPULSIVA  $P_i$

FUERZA  
CONVECT  $P_c$

FUERZA ACEL.  
VERT.

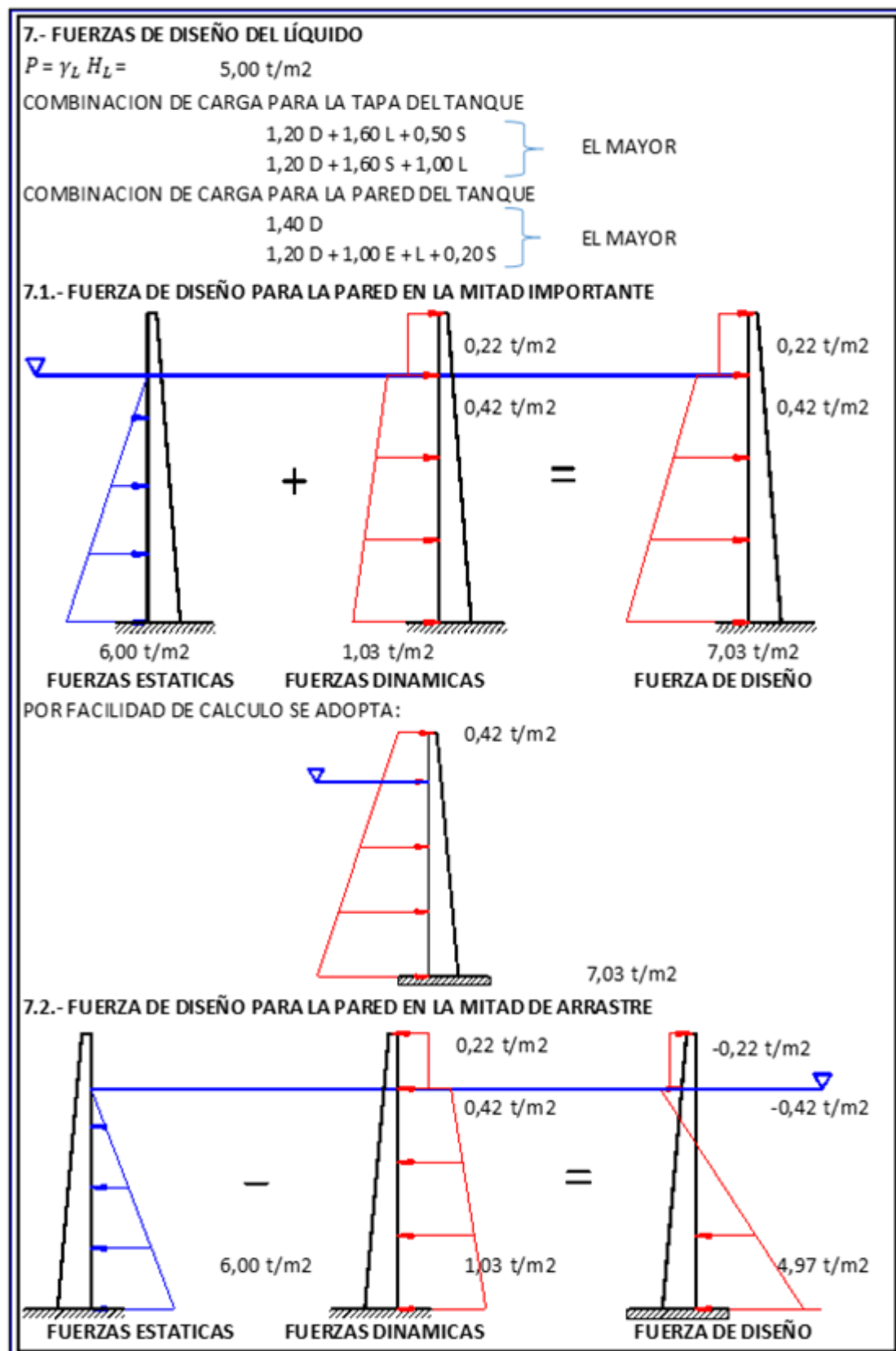


FUERZA SISMICA TOTAL DISTRIBUIDA PERPENDICULAR A LA  
PARED EN SENTIDO Y



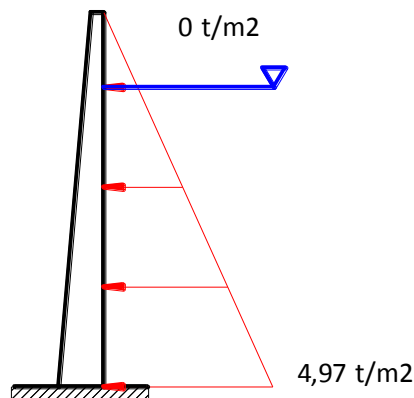
$$p_y = \sqrt{(p_{iy} + p_{wy})^2 + p_{cy}^2 + p_{vy}^2} =$$

### 5.3.2.2 Diseño de la Pared y la Tapa





POR FACILIDAD DE CÁLCULO SE ADOPTA:



### 7.3.- CÁLCULO DE FUERZAS MAYORADA ACTUANTES

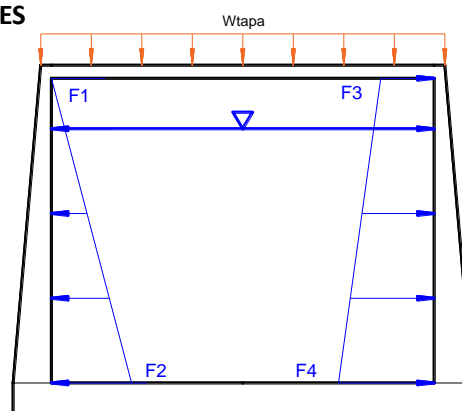
$$W_{tapa} = 1,01 \text{ t/m}^2$$

$$F_1 = 0 \text{ t/m}^2$$

$$F_2 = 4,97 \text{ t/m}^2$$

$$F_3 = 0,42 \text{ t/m}^2$$

$$F_4 = 7,03 \text{ t/m}^2$$



### 8.- DISEÑO DE LA PARED DEL TANQUE

#### 8.1.- DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO A TRACCIÓN

$$t_{wrel} = Coef_2 t_w^3 / H = 320,12$$

$$C_w = \frac{t_{wrel}}{t_{wrel} + t_{ta rel}} = 0,91$$

$$t_{ta rel} = 0,104 t_w^3 / H = 32,05$$

$$C_{ta} = \frac{t_{ta rel}}{t_{wrel} + t_{ta rel}} = 0,09$$

$$M_{tapa act} = Coef_1 W_{tapa} \left( \frac{D}{2} \right)^2$$

MOMENTO ACTUANTE DEBIDO A LA TAPA			
DESCRIPCION	PARED	TAPA	
COEFICIENTE DE DISTRIBUCION	0,91	0,09	
MOMENTO ACTUANTE	0,00	2,02	t m / m
DISTRIBUCION DEL MOMENTO	<b>1,84</b>	<b>0,18</b>	t m / m
MOMENTO FINAL	1,84	1,84	t m / m

$$\frac{H^2}{D t w} = 8,40$$

$$Wu_1 = (F4 - F3) / H_L = 1,32 \text{ t/m}$$

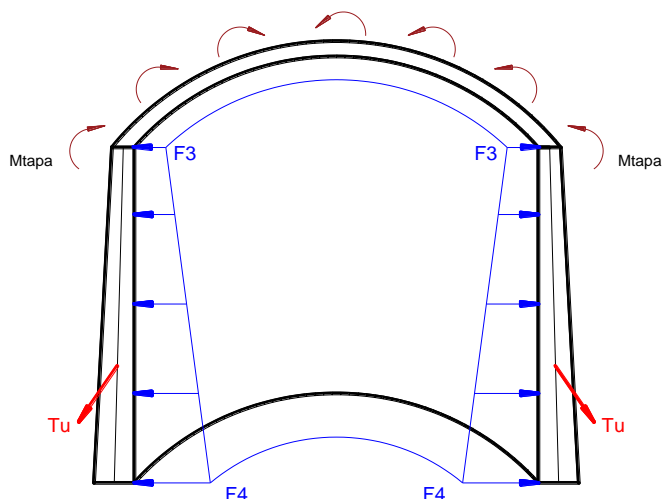
$$Wu_2 = F3 = 0,42 \text{ t/m}$$

$$As = \frac{Tu}{0,9 f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

$$S_{min} = 0,10 \text{ m}$$

$$S_{max} = 0,15 \text{ m}$$



$$Tu = (Wu_1 H \frac{D}{2} Coef_1 + Wu_2 \frac{D}{2} Coef_2) + Coef_3 M_{tapa} R / H^2$$

TRACCIÓN EN LAS PAREDES				
H (m)	Coef 1	Coef 2	Coef 3	Tu (t/m)
TAPA	-0,01501	0,98900	18,99	4,68
0,55	0,10104	1,00263	18,53	7,95
1,10	0,21911	1,02095	11,39	9,66
1,65	0,32122	1,05294	5,69	11,26
2,20	0,44548	1,01280	1,80	13,91
2,75	0,53598	1,02696	-0,20	16,07
3,30	0,56692	0,96702	-0,17	16,94
3,85	0,59514	0,82414	-0,75	17,55
4,40	0,60090	0,55951	-0,48	17,65
4,95	0,15632	0,19789	-0,14	4,61
FONDO	0,00000	0,00000	0,00	0,00

ACERO DE REFUERZO						
H (m)	#	Ø mm	Scal m	As Esc (cm2 / m)	As Calc (cm2 / m)	As Min (cm2 / m)
TAPA	7	10	0,14	5,50	1,24	0,05
0,55	7	10	0,14	5,50	2,10	0,05
1,10	7	10	0,14	5,50	2,56	0,06
1,65	7	10	0,14	5,50	2,98	0,06
2,20	7	10	0,14	5,50	3,68	0,07
2,75	9	10	0,11	7,07	4,25	0,07
3,30	9	10	0,11	7,07	4,48	0,08
3,85	9	10	0,11	7,07	4,64	0,09
4,40	9	10	0,11	7,07	4,67	0,09
4,95	9	10	0,11	7,07	1,22	0,10
FONDO	9	10	0,11	7,07	0,00	0,10

## 8.2.- DISEÑO DEL ESPESOR DE LAS PAREDES

\* POR TRACCIÓN

$$Ec = 14100 \sqrt{f'c} = 218436,26 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{NEC-SE-HM (3.3.3)}$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = 9,61$$

$$C = 0,0003$$

$$fc = 0,1 f'c = 24,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{SUP} = \frac{C Es + fs - n fc}{100 fc fy} T_{sup} = 0,04 \text{ m}$$

$$t_{sup} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}$$

$$t_{sup} = 0,08 \text{ m}$$

$$d_{Tmax} = \frac{C Es + fs - n fc}{100 fc fy} T_{max} = 0,08 \text{ m}$$

$$d_{BASE} = 0,08 \text{ m}$$

$$Wu_1 = (F4 - F3) / H_L = 1,32 \text{ t/m}^3$$

$$Wu_2 = (F3) = 0,42 \text{ t/m}^3$$

$$Vu = Coef 1 Wu_1 Hw^2 + Coef 2 Wu_1 Hw$$

$$Vu = 0,89 \text{ t/m}$$

$$d_{BASE} = 0,08 \text{ m}$$

\* POR CORTE

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$Vu = 0,89 \text{ t}$$

$$\phi Vn = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = 34,79 \text{ d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$d_{BASE} = 0,03 \text{ m}$$

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}$$

$$t_{calc} = 0,12 \text{ m}$$

## 8.3.- DISEÑO DEL ACERO DE REFUEZO A FLEXIÓN

$$Wu_1 = (F4 - F3) / H_L = 1,32 \text{ t/m}^3$$

$$Wu_2 = (F3) = 0,42 \text{ t/m}^3$$

$\frac{H^2}{D \text{ tw}} =$	8,40					
$Mu = (Wu_1 \ H^3 \ Coef_1 + Wu_2 \ H^2 \ Coef_2) + Coef_3 \ M_{tapa}$						
$d = a + m \ Hw \ - \ rec - \frac{\phi_{var}}{2}$						
$As = 0.85 \ \frac{f'c}{fy} \ b_{Est} \ d \ [ \ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \ Mu}{\phi \ b_{Est} \ d^2 \ f'c}} \ ]$				$As_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'c} \ b_{Est} \ d}{fy}$		} El mayor
$\phi =$	0,9			$As_{min} = \frac{1.4 \ b_{Est} \ d}{fy}$		
$d = h_{losa} - rec - \frac{\phi_{var}}{2}$				$\rho_{temp} = 0.0018$		
$\rho_{max} = 0.75 \ \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \ \beta_1 \ f'c}{fy} \right) \left( \frac{6120}{6120 + fy} \right)$						
$\beta_1 =$	0,85					
$Smin =$	0,10	m				
$Smax =$	0,15	m				
MOMENTO FLECTANTE EN LAS PAREDES Y ACERO MÍNIMO						
H (m)	Coef 1	Coef 2	Coef 3	Mu (t m / m)	d (m)	As min (cm2 / m)
TAPA	0,000000	0,000000	1,000000	1,84	0,27	7,82
0,55	0,000000	0,000000	0,504936	0,93	0,30	8,70
1,10	0,000080	0,000060	0,167581	0,33	0,33	9,59
1,65	0,000100	0,000100	-0,004823	0,01	0,36	10,48
2,20	0,000630	0,000630	-0,063007	0,03	0,39	11,36
2,75	0,002688	0,002688	-0,068285	0,50	0,42	12,25
3,30	0,002619	0,002619	-0,040456	0,53	0,45	13,13
3,85	0,004039	0,004039	-0,019382	0,90	0,48	14,02
4,40	0,003274	0,003274	-0,007590	0,75	0,51	14,90
4,95	-0,001941	-0,001941	-0,001902	-0,46	0,54	15,79
FONDO	-0,014001	-0,014001	0,000000	-3,26	0,57	16,67
H (m)	As Calc (cm2 / m)	As max (cm2 / m)	#	Ø mm	Scal m	As Esc (cm2 / m)
TAPA	1,85	48,66	7	16	0,14	14,07
0,55	0,84	54,17	7	16	0,14	14,07
1,10	0,27	59,68	7	16	0,14	14,07
1,65	0,01	65,19	7	16	0,14	14,07
2,20	0,02	70,70	7	16	0,14	14,07
2,75	0,32	76,20	7	16	0,14	14,07
3,30	0,32	81,71	7	16	0,14	14,07
3,85	0,51	87,22	9	16	0,11	18,10
4,40	0,39	92,73	9	16	0,11	18,10
4,95	0,23	98,24	9	16	0,11	18,10
FONDO	1,53	103,75	9	16	0,11	18,10

## 9.- DISEÑO DE LA TAPA Para tanques D ≤ 9 m

### 9.1.- CÁLCULO DEL PERALTE

$$W_{tapa} = (F_{Cviva} W_v + F_{Cmuerta} h_{losa} \gamma_c + F_{Cgranizo} W_{granizo})$$

$$W_{tapa} = 1,01 \text{ t/m}^2$$

$$V_u = \frac{W_{tapa} R}{2} = 2,02 \text{ t}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 2,02 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = 61,58 \text{ d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$d = 0,03 \text{ m}$$

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\phi_{var}}{2}$$

$$t_{calc} = 0,07 \text{ m}$$

$$d_{dato} = h_{tapa} + rec + \frac{\phi_{var}}{2} = 0,22 \text{ m}$$

### 9.2.- DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN

$$\frac{H^2}{D t w} = 8,40$$

$$C_{ad} = \frac{Mu_{ta}}{W_{tapa} + R^2} = 0,003$$

$$Mr = (Coef 1 + C_{ad}) W_{tapa} R^2$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right) \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0,85 \end{array} \right\} A_{smax} = 39,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{smin} = \frac{0.8 \sqrt{f'c} b_{Est} d}{f_y} \\ A_{smin} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y} \\ \rho_{temp} = 0.0018 \end{array} \right\} A_{smin} = 6,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 0.85 \frac{f'c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 Mu}{\phi b_{Est} d^2 f'c}} \right] \quad \phi = 0,9$$

CÁLCULO DEL MOMENTO EN LA TAPA				
X (m)	Coef 1	$C_{ad}$	(Coef 1 + $C_{ad}$ )	Mr (t m / m)
Cen. Tanque	0,0750	0,0033	0,0783	1,27
0,40	0,0730	0,0033	0,0763	1,23
0,80	0,0670	0,0033	0,0703	1,14
1,20	0,0570	0,0033	0,0603	0,97
1,60	0,0430	0,0033	0,0463	0,75
2,00	0,0250	0,0033	0,0283	0,46
2,40	0,0030	0,0033	0,0063	0,10
2,80	-0,0230	0,0033	-0,0197	-0,32
3,20	-0,0530	0,0033	-0,0497	-0,80
3,60	-0,0870	0,0033	-0,0837	-1,35
4,00	-0,1250	0,0033	-0,1217	-1,97

#	Ø mm	Scal m	As cm2 / m
7	12	0,14	7,92
7	12	0,14	7,92

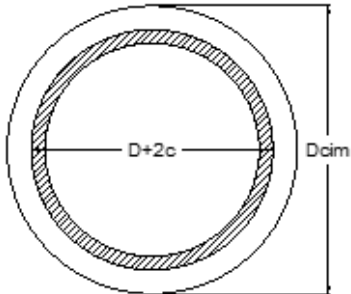
Descripción	Mr tm / m	As <sub>cal</sub> cm2 / m	As min (cm2 / m)	As max (cm2 / m)	As <sub>esc</sub> cm2 / m
Mu (+) t m	1,27	1,57	6,34	39,48	7,92
Mu (-) t m	-1,97	2,46	6,34	39,48	7,92

### 5.3.2.3 Diseño de la Cimentación


- Losa de cimentación

## DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN DE UN TANQUE CIRCULAR DE HORMIGÓN

INFORMACIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN	INFORMACIÓN DEL TANQUE
$q_{adm}$ <span style="color: blue;">15,00</span> t/m <sup>2</sup>	$D + 2c$ 9,20 m
$\mu$ <span style="color: blue;">0,50</span>	$W_w$ 155,51 t
<b>ESTABILIDAD DEL TANQUE</b>	$W_r$ 31,42 t
$FS_{DESL}$ <span style="color: blue;">2,50</span>	$W_{cim}$ 122,57 t
$FS_{VOLC}$ <span style="color: blue;">2,50</span>	$W_L$ 251,33 t
<b>INFORMACIÓN DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN</b>	$M_1$ 3,26 tm/m
$D_{cim}$ <span style="color: blue;">10,20</span> m	$M_b$ 214,80 tm
$h_{cim} = b$ 0,60 m	$M_v$ 273,45 tm
<b>INFORMACIÓN DE LOS MATERIALES</b>	$V$ 81,64 t
$f'_c$ <span style="color: blue;">240,00</span> kg/cm <sup>2</sup>	
$f_y$ <span style="color: blue;">4200,00</span> kg/cm <sup>2</sup>	
$\gamma_c$ <span style="color: blue;">2,50</span> t/m <sup>3</sup>	
$Rec_{varlosa}$ <span style="color: blue;">7,50</span> cm	
$\emptyset_{varlosa}$ <span style="color: blue;">20</span> mm	
<b>COMBINACIÓN DE CARGA</b>	
1,40 D	
1,20 D + 1,00 E + L + 0,20 S	
} EL MAYOR	



### 1.- ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN



$W_{u_{r1}} = FC_{muerta} W_r =$	43,98 t	} R = 785,15 t
$W_{u_{w1}} = FC_{muerta} W_s =$	217,71 t	
$W_{u_{cim1}} = FC_{muerta} W_{cim} =$	171,60 t	
$W_{u_{L1}} = FC_{muerta} W_L =$	351,86 t	
$M_{u1} = FC_{muerta} M$	4,56 t m / m	
$A_L = \pi \frac{D^2}{4} =$	50,27 m <sup>2</sup>	
$A_T = \pi \frac{D_{cim}^2}{4} =$	81,71 m <sup>2</sup>	
$q_{sun1} = \frac{R}{A_T} =$	9,61 t/m <sup>2</sup>	

### 1.1.- EQUILIBRIO DE FUERZAS ACTUANTES EN UNA FRANJA DE UN METRO

$$\Sigma F_y = 0$$

$$2 \frac{Wu_r + Wu_s}{\pi D} + \frac{Wu_L}{A_L} D + \frac{Wu_{cim}}{A_T} D_{cim} = q_{sun} D_{cir}$$

	98,25	=	98,01
Factor de ajuste:	$f_{ajus}$	=	1,00
	98,25	=	98,25

### 1.2.- CARGAS AJUSTADAS

$$q_{sun} = q_{sun} \cdot f_{ajus} = 9,63 \text{ t/m}$$

$$Wu_r = Wu_r \cdot f_{ajus} = 43,98 \text{ t}$$

$$Wu_s = Wu_s \cdot f_{ajus} = 217,71 \text{ t}$$

$$Wu_{cim} = Wu_{cim} \cdot f_{ajus} = 171,60 \text{ t}$$

$$Wu_L = Wu_L \cdot f_{ajus} = 351,86 \text{ t}$$

$$W_1 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} - \frac{Wu_L}{A_L} = 0,53 \text{ t/m}$$

$$W_2 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} = 7,53 \text{ t/m}$$

$$Wu_w = \frac{Wu_s + Wu_r}{\pi D} = 10,41 \text{ t}$$

$$Mu = Mu_1 + \frac{M_b}{\pi D} = 11,26 \text{ tm/m}$$

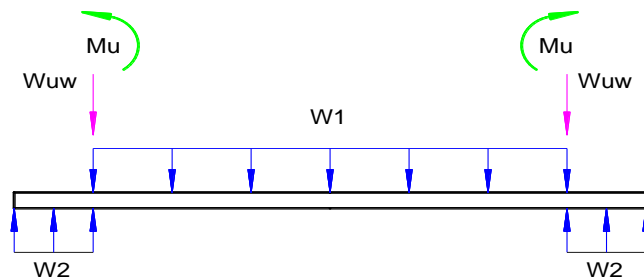
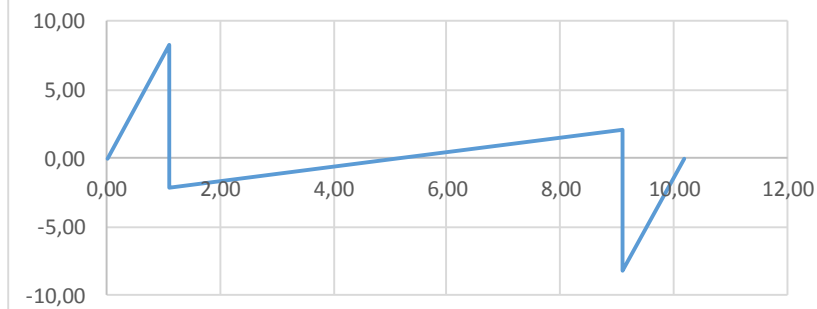
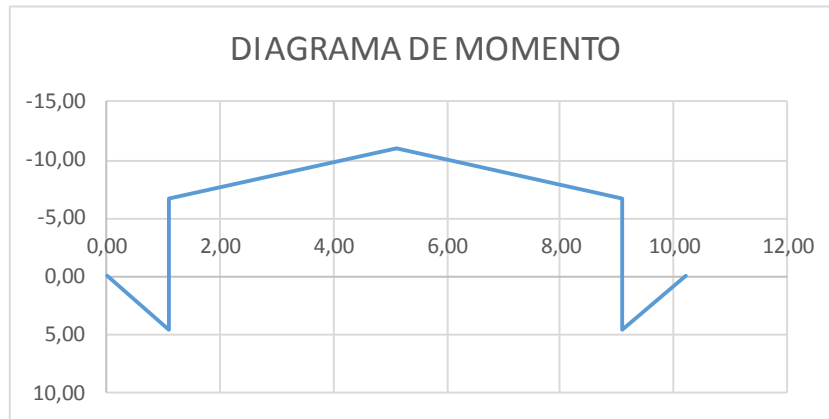


DIAGRAMA DE CORTE







## 2.- DISEÑO DEL ESPESOR DE LA CIMENTACIÓN

### \* POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 10,41 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_{Est} d = 61,58 \text{ d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$d = 0,17 \text{ m}$$

$$d = 0,18 \text{ m}$$

### \* POR MOMENTO

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\mu f'_c b_{Est}}} = 0,18 \text{ m}$$

$$\mu = 0,1448$$

$$t_{calc} = d + \text{REC} + \frac{\phi_{var}}{2} = 0,26 \text{ m}$$

$$d_{DATO} = h_{losa} - \text{REC} - \frac{\phi_{var}}{2} = 0,52 \text{ m}$$

## 3.- DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b_{Est} d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b_{Est} d^2 f'_c}} \right]$$

$$\phi = 0,9$$

$$A_{smin} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_{Est} d}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{1.4 b_{Est} d}{f_y}$$

$$\rho_{temp} = 0.0018$$

El mayor

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

#	Ø mm	A cm <sup>2</sup>	Scal m
7	18	17,81	0,14

$$S_{min} = 0,10 \text{ m}$$

$$S_{max} = 0,15 \text{ m}$$

#### ACERO DE REFUERZO EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN

Mu t m	d m	As <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> cm <sup>2</sup> /m	As <sub>esc</sub> cm <sup>2</sup> /m
10,96	0,52	5,71	15,20	94,57	17,81

#### 4.- ESTABILIDAD DEL TANQUE

##### 4.1.- FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$W_T = W_L + W_W + W_R + W_C = 785,15 \text{ t}$$

$$Fr = \mu W_T = 392,57 \text{ t}$$

$$FS_{DESL} = \frac{Fr}{V} = 4,81$$

##### 4.2.- FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$$M_{EST} = W_T \frac{D_{cim}}{\gamma} = 4004,26 \text{ tm}$$

$$FS_{VOLC} = \frac{M_{EST}}{M_s} = 14,64$$

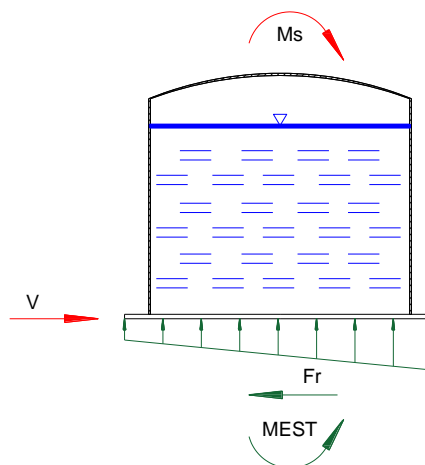
##### 4.3.- ESFUERZOS EN EL SUELO

$$I = \frac{1}{4} \pi \left( \frac{D_{cim}}{2} \right)^4 = 531,34 \text{ m}^4$$

$$C = \frac{D_{cim}}{2} = 5,10 \text{ m}$$

$$\sigma_{S1} = \frac{W_T}{A_T} + \frac{M_S C}{I} = 12,23 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{S2} = \frac{W_T}{A_T} - \frac{M_S C}{I} = 6,98 \text{ t/m}^2$$



- Uso de pilotes

### DISEÑO DE PILOTES DE UN TANQUE CIRCULAR SUPERFICIAL DE HORMIGÓN

**INFORMACIÓN DE LOS MATERIALES DEL PILOTE**

$f'_c$                       240,00 kg/cm<sup>2</sup>  
 $D_{pil}$                       0,50 m  
 $Rec_{varpilote}$             7,50 cm  
 $\phi_{varpilote}$               20 mm  
 # de Pilotes            12

**DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN DEL TANQUE**

$D_{cim} =$                     10,20 m  
 $D_{min} = D + 2c =$       9,20 m  
 $h_{cim} =$                     0,60 m                       $L_{cim} = L + 2C + 2E$   
 $\gamma_c$                         2,50 t/m<sup>3</sup>

**INFORMACIÓN DEL TANQUE**

$W_w$                       155,51 t  
 $W_r$                         31,42 t  
 $W_{cim}$                     122,57 t  
 $W_L$                         251,33 t  
 $M_v$                         273,45 tm  
 $V$                           81,64 t

$W_T = W_L + W_w + W_r + W_c =$       560,82 t

**FUERZA DE DISEÑO DEL PILOTE**

$F_{Mv} = \frac{M_v}{D_{cim} - D_{pil}} =$       28,19 t  
 $q_{pil} = \frac{W_t + F_{Mv}}{\# pil} =$       49,08 t

**DIMENSIONAMIENTO DEL PILOTE**

$\phi V_n \geq V_u$   
 $V_u =$                       81,64 t  
 $\phi V_n = \phi 0.53 \frac{\sqrt{f'_c} \pi d^2}{\# pil} =$       580,38  $D^2$   
 $\phi =$                         0,75

$\left. \begin{array}{l} V_u \\ 580,38 D^2 \end{array} \right\} d =$       0,38 m

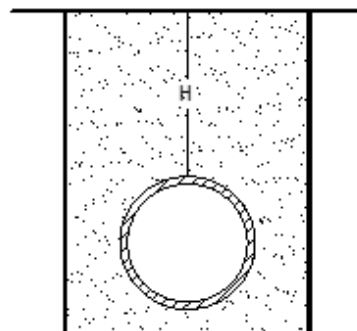
$D_{calc} = d + REC + \frac{\phi_{var}}{2} =$       0,46 m

## 5.4 TUBERÍA DE ACERO ENTERRADA

### DISEÑO SÍSMICO DE TUBERÍAS DE ACERO ENTERRADAS

#### INFORMACIÓN DE LA TUBERÍA

$D_{Ext}$	20	pulg
t	3/8	pulg
P	55,00	kg/cm <sup>2</sup>
$T_1$	21,11	°C
$T_2$	48,80	°C
Grado	A36	
$f_y$	3650,00	kg/cm <sup>2</sup>
E	2038961,00	kg/cm <sup>2</sup>
$\mu$	0,30	
n	9,00	
r	10,00	
$\alpha_1$	1,20E-05	



CLASE DE TUBERÍA	Ip
I	1,50

#### INFORMACIÓN SÍSMICA DEL SUELO

Tipo de Suelo	D	Suelo Duro
z	0,40	
Dis	20,00	km
Mw	8,00	
Cs	2,00	km/s
$\alpha$	2,00	

#### INFORMACIÓN DEL RELLENO

c	17000,00	kg/m <sup>2</sup>
H	3,50	m
$\gamma$	2000,00	kg/m <sup>3</sup>
$\phi$	37,00	°
$K_0 = 1 - \sin \phi =$	0,40	
f	1,00	

#### 1.- DEFORMACIÓN DEBIDO A LA PRESIÓN INTERNA

$$S_p = \frac{P \cdot D \cdot \mu}{2 \cdot t} = 440,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_p = \frac{S_p}{E} \left[ 1 + \frac{n}{1+n} \left( \frac{S_p}{f_y} \right)^n \right] = 0,00022 = 0,0216 \%$$

#### 2.- DEFORMACIÓN DEBIDO AL CAMBIO DE TEMPERATURA

$$S_r = E \cdot \alpha_1 \cdot (T_2 - T_1) = 677,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_r = \frac{S_r}{E} \left[ 1 + \frac{n}{1+n} \left( \frac{S_r}{f_y} \right)^n \right] = 0,00033 = 0,0332 \%$$

### 3.- DEFORMACIÓN DE OPERACIÓN DE LA TUBERÍA

$$\varepsilon_{op} = \varepsilon_p + \varepsilon_r = 0,0548 \%$$

### 4.- VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LA ONDA SÍSMICA

$$PGA = Z = 0,40 \text{ g}$$

$$\frac{PGV}{PGA} = 180,00$$

$$PGV = 72,00 \text{ m/s}$$

$$V_g = I_p PGV = 1,08 \text{ m/s} \quad \text{ALA 2001 (11-3)}$$

### 5.- DEFORMACIÓN AXIAL DE LA TUBERÍA DEBIDO AL SISMO

$$\delta = f \phi = 37,00$$

$$\alpha_2 = 0,608 - 0,123 c - \frac{0,274}{c^2+1} + \frac{0,695}{c^3+1} = 0,45 \quad \text{ALA 2001 (B.1)}$$

$$Tu = \pi D_{Ext} \alpha_2 c + \pi D_{Ext} \left( H + \frac{D_{Ext}}{2} \right) \gamma \left[ \frac{1+K_0}{2} \right] \tan \delta = 18620,85 \text{ kg/m} \quad \text{ALA 2001 (B-1)}$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_a &\leq \frac{T_u \lambda}{4 A E} = 0,01502 \quad \text{ALA 2001 (11-2)} \\ \varepsilon_a &= \frac{V_g}{\alpha C_s} = 0,00027 \quad \text{ALA 2001 (11-1)} \end{aligned} \right\} \varepsilon_a = 0,00027 = 0,0270 \%$$

### 6.- DEFORMACIÓN AXIAL MÁXIMA DE LA TUBERÍA

$$\varepsilon_{max} = \varepsilon_{op} + \varepsilon_a = 0,0818$$

### 7.- DEFORMACIONES PERMISIBLES DE LA TUBERÍA

#### 7.1. DEFORMACIÓN AXIAL DEBIDO A LA TENSION

$$\varepsilon_{max} \leq 2,00 \% \quad \text{ALA 2001 (Appendix A)}$$

$$\varepsilon_{max} = 0,0818 \%$$

Resiste

#### 3.1. DEFORMACIÓN AXIAL DEBIDO A LA COMPRESIÓN

$$D' = \frac{D}{1 - \frac{3}{n} (D - D_{min})} = 22,54 \text{ pulg} \quad \text{ALA 2001 (Appendix A)}$$

$$\varepsilon_c = 0,75 \left[ 0,5 \left( \frac{t}{D'} \right) - 0,0025 + 3000 \left( \frac{P D}{2 E t} \right)^2 \right] \quad \text{ALA 2001 (Appendix A)}$$

$$\varepsilon_c = 0,90 \%$$

$$\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_c \quad \text{ALA 2001 (Appendix A)}$$

$$\varepsilon_{max} = 0,0818$$

Resiste

## 5.5 Análisis de Resultados

Comparamos los análisis sísmicos entre los tanques de hormigón y tanques de acero en la Tabla 55 y en la Tabla 56. Esta comparación nos permitirá observar el comportamiento sísmico de los tanques dependiendo de su forma y su geometría.

Comparando observamos principalmente que los factores de reducción impulsiva **R<sub>i</sub>** y lo factores de reducción convectiva **R<sub>c</sub>** entre los tanques de hormigón y acero son diferentes, los factores del tanque de acero (Tabla 20 ver Tabla 7) son mayores que los factores del tanque de hormigón.

La masa impulsiva **M<sub>i</sub>** y la masa convectiva **M<sub>c</sub>** dependen de las dimensiones del tanque y la altura de diseño del líquido, las formulas son distintas pero utilizan los mismos datos, ver Tabla 51.

**Tabla 51** Comparación entre la API 650, 2013 y la ACI 350.3-06 para obtener la masa impulsiva y convectiva.

MASA IMPULSIVA Y CONVECTIVA		
TANQUES DE HORMIGON		TANQUE CIRCULAR DE ACERO
RECTANGULAR	CIRCULAR	
<p>MASA IMPULSIVA</p> <p>ACI 350.3-06 (9-1)</p> $\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)}$	<p>ACI 350.3-06 (9-15)</p> $\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}$	<p>D/H &gt;= 1.333</p> <p>API 650-2013 (E.6.1.1-1)</p> $W_i = \left[1.0 - 0.218 \frac{D}{H}\right] W_p$ <p>API 650-2013 (E.6.1.1-2)</p> <p>D/H &lt; 1.333</p> $W_i = \left[1.0 - 0.218 \frac{D}{H}\right] W_p$
<p>MASA CONVECTIVA</p> <p>ACI 350.3-06 (9-2)</p> $\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \frac{L}{H_L} \tanh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right]$	<p>ACI 350.3-06 (9-15)</p> $\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}$	<p>API 650-2013 (E.6.1.1-3)</p> $W_c = 0.230 \frac{D}{H} \tanh\left(\frac{3.67 H}{D}\right) W_p$

(Fuente: Elaboración propia)

De la misma manera que las masas impulsivas y convectivas, la distancia desde el fondo hasta el centro de masas impulsiva y convectivas están en función de las dimensiones del tanque y las formulas dependen de la forma del tanque, ver Tabla 52.

**Tabla 52** Comparación entre la API 650, 2013 y la ACI 350.3-06 para obtener los brazos de palanca de la masa impulsiva y convectiva.

DISTANCIAS AL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA MASA IMPULSIVA Y CONVECTIVA		
TANQUES DE HORMIGON		TANQUE CIRCULAR DE ACERO
RECTANGULAR	CIRCULAR	
Excluyendo la presión del suelo $\frac{L}{H_L} < 1.333$ ACI 350.3-06 (9-3) $\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \frac{L}{H_L}$ $\frac{L}{H_L} \geq 1.333$ ACI 350.3-06 (9-4) $\frac{h_i}{H_L} = 0.375$ ACI 350.3-06 (9-4) $\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right] - 1}{3.16 \frac{H_L}{L} \sinh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right]}$	$\frac{D}{H_L} < 1.333$ ACI 350.3-06 (9-17) $\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \frac{D}{H_L}$ $\frac{D}{H_L} \geq 1.333$ ACI 350.3-06 (9-18) $\frac{h_i}{H_L} = 0.375$ ACI 350.3-06 (9-19) $\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right] - 1}{3.68 \frac{H_L}{D} \sinh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right]}$	$D/H \geq 1.3333$ API 650-2013 (E.6.1.2.1-1) $X_i = 0.375H$ $D/H < 1.3333$ API 650-2013 (E.6.1.2.1-2) $X_i = \left[0.5 - 0.094 \frac{D}{H}\right] H$ API 650-2013 (E.6.1.2.1-3) $X_c = \left[1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67H}{D} \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)}\right] H$
Incluyendo la presión del suelo $\frac{L}{H_L} < 0.75$ ACI 350.3-06 (9-6) $\frac{h'_i}{H_L} = 0.45$ $\frac{L}{H_L} \geq 0.75$ ACI 350.3-06 (9-7) $\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866 \frac{L}{H_L}}{2 \tanh\left[0.866 \frac{L}{H_L}\right]} - \frac{1}{8}$ ACI 350.3-06 (9-8) $\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right] - 2.01}{3.16 \frac{H_L}{L} \sinh\left[3.16 \frac{H_L}{L}\right]}$	$\frac{D}{H_L} < 0.75$ ACI 350.3-06 (9-6) $\frac{h'_i}{H_L} = 0.45$ $\frac{D}{H_L} \geq 0.75$ ACI 350.3-06 (9-21) $\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866 \frac{D}{H_L}}{2 \tanh\left[0.866 \frac{D}{H_L}\right]} - \frac{1}{8}$ ACI 350.3-06 (9-22) $\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right] - 2.01}{3.68 \frac{H_L}{D} \sinh\left[3.68 \frac{H_L}{D}\right]}$	$D/H \geq 1.3333$ API 650-2013 (E.6.1.2.2-1) $X_{is} = 0.375 \left[1.0 + 1.333 \left(\frac{0.866 \frac{D}{H}}{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)}\right)\right] H$ $D/H < 1.3333$ API 650-2013 (E.6.1.2.2-2) $X_{is} = \left[0.500 + 0.060 \frac{D}{H}\right] H$ API 650-2013 (E.6.1.2.2-3) $X_{cs} = \left[1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1.937}{\frac{3.67H}{D} \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)}\right] H$

(Fuente: Elaboración propia)

Para obtener los periodos impulsivos **Ti** y convectivos **Tc** se emplean ecuaciones diferentes, dependiendo de la forma y material del tanque, ver Tabla 53. Los periodos impulsivos y convectivos en los tanques de hormigón están en función del periodo fundamental de vibración. Mientras que en el tanque de acero, el periodo impulsivo está en función del diámetro, la altura del líquido, el espesor de las paredes del tanque y el

módulo de elasticidad del acero; y el periodo convectivo está en función del diámetro y la altura de diseño del líquido.

**Tabla 53** Comparación entre la API 650, 2013 y la ACI 350.3-06 para calcular los periodos naturales de vibración impulsivo y convectivo.

PERIODO IMPULSIVO Y CONVECTIVO		
TANQUES DE HORMIGON		TANQUE CIRCULAR DE ACERO
RECTANGULAR	CIRCULAR	
Período impulsivo ACI 350.3-06 (9-10; 9-11) $k = \frac{E_c}{4} \left( \frac{t_w}{h} \right)^3$ $m = m_w + m_i$ $\omega_i = \sqrt{\frac{k}{m}} =$ $T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$	ACI 350.3-06 (9-23; 9-25) $C_i = C_w \sqrt{\frac{t_w}{10r}}$ $\omega_i = C_i \frac{1}{H_L} \sqrt{\frac{10^3 E_c g}{\gamma_c}}$ $T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$	Período impulsivo API 650-2013 (E.4.5.1-1a) $T_i = \left( \frac{1}{\sqrt{200}} \right) \left( \frac{C_i H}{\sqrt{\frac{t_w}{D}}} \right) \left( \frac{\sqrt{D}}{\sqrt{E}} \right)$
Período convectivo ACI 350.3-06 (9-12; 9-14) $\lambda = \sqrt{3.16 g \tanh \left( 3.16 \frac{H_L}{L} \right)} =$ $\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} =$ $T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} =$	ACI 350.3-06 (9-29; 9-31) $\lambda = \sqrt{3.68 g \tanh \left( 3.68 \frac{H_L}{D} \right)}$ $\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}}$ $T_c = \frac{2\pi}{\omega_c}$	Período convectivo API 650-2013 (E.4.5.2-c) $K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh \left( \frac{3.68 H}{D} \right)}}$ API 650-2013 (E.4.5.2-a) $T_c = 1.8 K_s \sqrt{D}$

(Fuente: Elaboración propia)

La aceleración impulsiva y convectiva en tanques de acero está en función de los periodos naturales de vibración y de los parámetros del espectro de respuesta elástico. Mientras que en los tanques de hormigón se calcula un coeficiente de aceleración impulsivo y convectivo, en estos tanques se emplea la misma fórmula para tanques circulares o rectangulares. De la misma manera que los tanques de acero, los coeficientes impulsivos y convectivos están en función de los periodos naturales de vibración y de los parámetros del espectro de respuesta elástico.



**Tabla 54** Comparación entre la API 650, 2013 y la ACI 350.3-06 para calcular las aceleraciones impulsivas y convectivas.

ACELERACION IMPULSIVA Y CONVECTIVA		
TANQUES DE HORMIGON		TANQUE CIRCULAR DE ACERO
RECTANGULAR	CIRCULAR	
<p>Aceleración impulsiva</p> <p>ACI 350.3-06 (9-32)  <math>T_i \leq T_s</math>  <math>C_i = S_{DS}</math></p> <p>ACI 350.3-06 (9-33)  <math>T_i &gt; T_s</math>  <math>C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{D1}</math></p>	<p>ACI 350.3-06 (9-32)  <math>T_i \leq T_s</math>  <math>C_i = S_{DS}</math></p> <p>ACI 350.3-06 (9-33)  <math>T_i &gt; T_s</math>  <math>C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{D1}</math></p>	<p>API 650-2013 (E.4.6.1-1)  <math>A_i = 2.5 Q F_a S_0 \left( \frac{I}{R_{wt}} \right)</math></p> <p>API 650-2013 (E.4.6.1-2)  <math>A_i \geq 0.007</math></p> <p>API 650-2013 (E.4.6.1-3)            Para <math>S_1 \geq 0.6</math>:  <math>A_i = 0.625 S_p \left( \frac{I}{R_{wt}} \right)</math></p>
<p>Aceleración convectiva</p> <p>ACI 350.3-06 (9-37)  <math>T_c \leq 1.6/T_s</math>  <math>C_c = \frac{1.5 S_{D1}}{T_c} \leq 1.5 S_{D1}</math></p> <p>ACI 350.3-06 (9-38)  <math>T_c &gt; 1.6/T_s</math>  <math>C_c = 6 \frac{0.4 S_{D1}}{T_c^2} \leq 1.5 S_{D1}</math></p>	<p>ACI 350.3-06 (9-37)  <math>T_c \leq 1.6/T_s</math>  <math>C_c = \frac{1.5 S_{D1}}{T_c} \leq 1.5 S_{D1}</math></p> <p>ACI 350.3-06 (9-38)  <math>T_c &gt; 1.6/T_s</math>  <math>C_c = 6 \frac{0.4 S_{D1}}{T_c^2} \leq 1.5 S_{D1}</math></p>	<p><math>T_c \leq T_L</math></p> <p>API 650-2013 (E.4.6.1-4)  <math>A_c = 2.5 K Q F_a S_0 \left( \frac{T_s}{T_c} \right) \left( \frac{I}{R_{wc}} \right) \leq A_i</math></p> <p><math>T_c &gt; T_L</math></p> <p>API 650-2013 (E.4.6.1-5)  <math>A_c = 2.5 K Q F_a S_0 \left( \frac{T_s T_L}{T_c^2} \right) \left( \frac{I}{R_{wc}} \right) \leq A_i</math></p>

(Fuente: Elaboración propia)

El corte basal de tanques de hormigón y acero es igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de sus componentes ( $V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$ ). Es decir los componentes son los cortantes basales impulsivos y convectivos, que se obtienen al multiplicar la masa impulsiva por la aceleración impulsiva ( $V_i = A_i W_i$ ) y al multiplicar la masa convectiva por la aceleración convectiva ( $V_c = A_c W_c$ ).

Los momentos volcantes de los tanques de hormigón y acero es igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de sus componentes ( $M = \sqrt{M_i^2 + M_c^2}$ ). Es decir los componentes son los momentos impulsivos y convectivos, que se obtienen al multiplicar la masa impulsiva por los brazos de palanca impulsivos ( $M_i = h_i W_i$ ) y al multiplicar la masa convectiva por los brazos de palanca convectivos ( $M_c = h_c W_c$ ).

Tabla 55 Comparación del análisis sísmico entre tanques.

COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO ENTRE TANQUES DE HORMIGÓN Y ACERO										
DESCRIPCION	TANQUES DE HORMIGON						TANQUE CIRCULAR DE ACERO			OBSERVACION
	RECTANGULAR			CIRCULAR						
	SIMB	VALOR	UNID	SIMB	VALOR	UNID	SIMB	VALOR	UNID	
Información del líquido almacenado										
Peso específico	$\gamma_L$	1,00	t/m3	$\gamma_L$	1,00	t/m3	P	1,00	t/m3	
Altura de diseño del líquido almacenado	$H_L$	5,00	m	$H_L$	5,00	m	H	5,00	m	
Información sísmicas del suelo										
Tipo de suelo		C			C			C		
Aceleración máxima del suelo	Z	0,40		Z	0,40		Z	0,40		
Información del tanque										
Diametro del tanque circular				D	8,00	m	D	8,00	m	
Largo del tanque rectangular	B	5,00	m							
Ancho del tanque rectangular	L	10,00	m							
Volumen del líquido almacenado	Vol	250,00	m3	Vol	251,33	m3	V	251,33	m3	
Altura de la pared	$H_W$	5,50	m	$H_W$	5,50	m	$H_T$	5,50	m	
Altura del domo del tanque circular							hr	1,40	m	
Espesor de la cubierta	$h_{tapa}$	0,25	m	$h_{tapa}$	0,25	m				
Importancia del tanque										
II Tanques que deben ser funcionales después de un terremoto o son parte de líneas de vida	I	I		I	1,25		I	1,25		
Factor de respuesta										
Tanques anclados, flexibles en la base	$R_c$	Rc		$R_c$	1,00		$R_{wc}$	2,00		Los factores de respuesta del tanque de acero y hormigón son diferentes
	$R_i$	Ri		$R_i$	3,25		$R_{wi}$	3,50		
Información de los materiales										
Resistencia a compresión del hormigón	$f'_c$	240,00	kg/cm2	$f'_c$	240,00	kg/cm2				
Esfuerzo a la fluencia del acero	$f_y$	4200,00	kg/cm2	$f_y$	4200,00	kg/cm2				
Acero Grado A36							$f_y$	2549,00	kg/cm2	

Tabla 56 Continuación de la Tabla 55.

COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO ENTRE TANQUES DE HORMIGÓN Y ACERO										
DESCRIPCION	TANQUES DE HORMIGON						TANQUE CIRCULAR			OBSERVACION
	RECTANGULAR			CIRCULAR			DE ACERO			
	SIMB	VALOR	UNID	SIMB	VALOR	UNID	SIMB	VALOR	UNID	
Pesos actuantes										
Peso del líquido	$W_L$	250,00	t	$W_L$	251,33	t	$W_p$	251,33	t	La masa impulsiva y convectiva depende de la forma del tanque, debido a esto las masas impulsivas y convectivas son similares en tanques circulares. El tanque más liviano es el tanque circular de acero y será el que presente el corte basal y momentos volcantes menores.
Peso de las paredes	$W_W$	200,48	t	$W_W$	155,51	t	$W_s$	6,84	t	
Peso de la cubierta	$W_r$	31,25	t	$W_r$	31,42	t	$W_r$	7,54	t	
Peso total del tanque (sin la cimentación)	$W$	481,73	t	$W$	438,25	t	$W$	265,70	t	
Masa impulsiva del líquido	$W_i$	135,58	t	$W_i$	160,02	t	$W_i$	160,02	t	
Masa convectiva del líquido	$W_c$	121,26	t	$W_c$	88,99	t	$W_c$	90,62	t	
Brazos de palanca										
Altura masa impulsiva excluyendo las presiones del suelo	$h_i$	1,88	m	$h_i$	1,88	m	$x_i$	1,88	m	Las alturas a los centros de aplicación de las masas están en función de la geometría del tanque de la misma forma que los periodos naturales de vibración, por ello los resultados de los tanques circulares son similares.
Altura masa convectiva excluyendo las presiones del suelo	$h_c$	2,92	m	$h_c$	3,22	m	$x_c$	3,22	m	
Altura masa impulsiva incluyendo las presiones del suelo	$h'_i$	3,98	m	$h'_i$	3,30	m	$x_{is}$	3,30	m	
Altura masa convectiva incluyendo las presiones del suelo	$h'_c$	4,29	m	$h'_c$	3,67	m	$x_{cs}$	3,64	m	
Periodo natural de vibración										
Periodo natural de vibración impulsivo	$T_i$	0,04	s	$T_i$	0,19	s	$T_i$	0,13	s	
Periodo natural de vibración convectivo	$T_c$	3,72	s	$T_c$	2,99	s	$T_c$	2,97	s	
Aceleraciones espectrales										
Aceleración impulsiva	$A_i$	0,26	g	$A_i$	0,26	g	$A_i$	0,27	g	
Aceleración convectiva	$A_c$	0,14	g	$A_c$	0,22	g	$A_c$	0,15	g	
Corte basal										
Corte basal por las fuerzas impulsivas	$V_i$	54,55	t	$V_i$	79,17	t	$V_i$	47,07	t	
Corte basal por las fuerzas convectivas	$V_c$	17,49	t	$V_c$	19,94	t	$V_c$	13,84	t	
Corte basal total	$V$	57,28	t	$V$	81,64	t	$V$	49,06	t	
Momentos volcantes										
Momento flexionante en las paredes	$M_{by}$	152,41	tm	$M_b$	214,80	tm	$M_{rw}$	106,85	tm	
Momento volcante	$M_{oy}$	229,59	tm	$M_o$	273,45	tm	$M_s$	165,58	tm	
Altura de chapoteo										
Borde libre	$d_{max}$	0,72	m	$d_{max}$	0,90	m	$d_{max}$	0,92	m	

## 6 CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 CONCLUSIONES

- La Norma Ecuatoriana de Construcción no presenta un procedimiento detallado para el diseño de tanques bajo condiciones sísmicas, la NEC presenta únicamente un factor de importancia  $I$  y el coeficiente de reducción de respuesta  $R$ , estos factores que la NEC presenta no toman en consideración el tipo de tanque y el líquido que estos almacenan. Por ello se estudia la normativa API 650 y ACI 350 en donde se presenta a detalle el proceso y comportamiento de los tanques frente a un sismo.
- La NEC no contiene información para el diseño sísmico de tuberías de acero enterrada. La norma ALA presenta un diseño sísmico y los potenciales riesgos que una tubería de acero enterrada puede presentar durante un sismo.
- La elaboración de hojas electrónicas para el diseño de tanques, nos permite realizar un rápido análisis y comparación entre tanques circulares de acero y tanques rectangulares o circulares de hormigón. Con el fin de seleccionar el tanque que mejor se acople a los requerimientos y al presupuesto del comprador. La hoja electrónica de tuberías de acero enterradas, nos permite comprobar rápidamente su resistencia frente a un sismo.
- Los tanques de forma circular trabajan por tracción, flexión y por corte, además su análisis y diseño es más fácil que los tanques rectangulares; ya que los tanques rectangulares se analizan en dos direcciones "X" y "Y" y sus paredes se analizan como losas continuas empotradas en sus cuatro bordes.
- El tanque circular de acero tiene un mejor comportamiento bajo cargas sísmicas, debido a su bajo peso y alta resistencia, tienen un corte basal menor que los tanques de hormigón.
- En cimentaciones de tanques de acero, si la capacidad de carga del suelo es alta y el uso de un anillo de hormigón como cimentación se ve que es sobredimensionado, podemos simplemente mejorar el suelo y diseñar un anillo granular como cimentación.

- Se emplean cimentaciones profundas (pilotes) en tanques de almacenamiento, cuando las cimentaciones superficiales transmite una presión de contacto al suelo superior a la capacidad soportante del mismo.
- El conjunto de pilotes debe resistir el corte basal que el tanque de almacenamiento le transmite, para ello se determina el espesor de los pilotes en función del número de pilotes y el corte basal.
- El diseño sísmico de tuberías de acero enterradas se basa en controlar las deformaciones axiales por tensión y compresión generadas por la onda de propagación a lo largo de la tubería.
- Entre menor sea la profundidad enterrada de las tuberías de acero, menor serán las deformaciones debido a las ondas de propagación de un sismo.
- Para disminuir las deformaciones axiales debido a la fricción entre el suelo y la tubería, se reemplaza el suelo natural por un suelo granular, con el objetivo de eliminar la cohesión del suelo natural.

## 6.2 RECOMENDACIONES

- Utilizar el factor de importancia **I** y el factor de reducción de respuesta **R** como indican las normas API 650 y ACI 350 y no los factores que la NEC presenta. Debido a que la NEC no toma en cuenta el tipo de tanque, ni el líquido almacenado.
- Para disminuir el corte basal y los momentos volcantes, se recomienda que la relación entre **D/HL** (tanques circulares) y **L/HL** (Tanques rectangulares) sea menor que 2.20, con el objetivo de disminuir la masa impulsiva y convectiva y los brazos de palanca impulsivo y convectivo.
- Si existen problemas en el diseño sísmico de tuberías se aconseja cambiar las dimensiones de la tubería, jugar con la profundidad de excavación o cambiar el suelo. La solución estará en base al menor costo de construcción y la disponibilidad del material en obra.
- Para el almacenaje de líquidos se recomienda el uso de tanques cilíndricos, son los más convenientes ya que por su altura y volumen, se tiene un perímetro mínimo.
- En caso de un suelo de cimentación de poca capacidad soportante, se recomienda utilizar tanques circulares de acero, ya que son más livianos que los tanques de hormigón, por lo tanto hay menos transferencia de carga al suelo.

## 7 BIBLIOGRAFÍA:

- ACI. Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary. (ACI 350.3-06), 2006
- Guilcapi, Christian. Manual para el diseño de cimentaciones de recipientes horizontales. <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/1785/1/T-ESPE-017086.pdf>. Acceso: 21-05-2013
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), Cargas (No sísmicas). [http://www.normaconstruccion.ec/capitulos\\_nec\\_2015/NEC\\_SE\\_CG\\_\(cargas\\_no\\_sismicas\).pdf](http://www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015/NEC_SE_CG_(cargas_no_sismicas).pdf) Acceso:21-05-2013
- Sánchez S. H., Vargas O., S. Análisis sísmico de tanques cilíndricos de almacenamiento. [http://www.smie.org.mx/SMIE\\_Articulos/co/co\\_11/103.PDF](http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_11/103.PDF) Acceso:21-05-2013.
- FLUOR, DANIEL. Tank Foundation,1996.
- Pedro Jiménez Montoya. Hormigón Armado. Barcelona, Ed Gustavo Gili, ed. 14, 2000.
- Portland Cement Association. Circular Concrete Tank Without Prestressing, Illinois, ed. 1, 1993.
- American Petroleum Institute API, Welded Tanks for Oil Storage API 650. Ed. 12, 2013.
- José Llanos Andrade. Aplicación y Justificación de la Norma API 650. Comparación con la Norma Nch2369 Of. 2003. Chile-Concepción, Abril del 2009.
- Gallego S. M., Sarria M. A: 2006, El concreto y los terremotos, Primera Edición - 301 págs- Dvinni, Colombia.
- Instituto Geofísico-Escuela Politécnica Nacional, Informe Sísmico Para El Ecuador, <http://www.igepn.edu.ec/informes-sismicos/anuales/231--50/file>
- [http://alumno.ucol.mx/al028795/public\\_html/pag3.htm](http://alumno.ucol.mx/al028795/public_html/pag3.htm), Acceso: 11-03-2013
- <http://www.rsn.ucr.ac.cr/index.php/faq/sismologia/2329-que-son-el-hipocentro-y-el-epicentro>, Acceso: 11-03-2013
- <http://www.definicionabc.com/wp-content/uploads/epicentro.gif>, Acceso: 11-03-2013
- <http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>, Acceso: 11-03-2013
- <http://www.planetseed.com/es/relatedarticle/ondas-sismicas>, Acceso: 11-03-2013
- <http://www.ifeanet.org/publicaciones/boletines/25%283%29/359.pdf>, Acceso: 11-03-2013

- <http://www.constructorabuenosaires.com/tanques/construccion-de-tanques-de-hormigon-armado.html>, Acceso: 13-03-2013
- Ing. Manuel Gonzales de la Cotera. Exposición en el ciclo organizado por el ACI, Capítulo Peruano sobre Corrosión en Estructuras de Concreto 1991. [http://www.asocem.org.pe/SCMRoot/bva/f\\_doc/concreto/agregados/MGC22\\_ataque\\_concreto.pdf](http://www.asocem.org.pe/SCMRoot/bva/f_doc/concreto/agregados/MGC22_ataque_concreto.pdf), Acceso: 13-03-2013
- Tanques de almacenamiento de hidrocarburos. [http://materias.fi.uba.ar/6756/Tanques\\_de\\_almacenamiento\\_de\\_hidrocarburos\\_1C\\_07.pdf](http://materias.fi.uba.ar/6756/Tanques_de_almacenamiento_de_hidrocarburos_1C_07.pdf), Acceso: 13-03-2013
- Juárez Badillo, Mecánica de suelos tomo 2. México, Ed Limusa, ed. 1, 2004.
- Vidal, Gustavo F. Tesis de Pregrado: Diseño Sísmico de un Estanque de Hormigón Armado. Comparación del Código Norteamericano y las Recomendaciones Neozelandesas. Concepción : Universidad Católica de la Santísima Concepción, 2007.
- Galindo Macuare, Argenis José celestino, “evaluación del diseño mecánico del gasoducto submarino de 16” en cruces de fallas geológicas del sistema nor-oriental de gas”. octubre 2009.